

ЕРЕВАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ГОССТРОЯ СССР

НИС ИНСТИТУТА "ГИДРОПРОЕКТ" им. С.Я. ЖУКА
НАЦИОНАЛЬНЫЙ КОМИТЕТ СССР ПО МЕХАНИКЕ
ГРУНТОВ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

**ТРУДЫ
ВТОРОГО ВСЕСОЮЗНОГО
СИМПОЗИУМА ПО
РЕОЛОГИИ ГРУНТОВ**

(Шахкадзор, 7—10 октября 1975 г.)

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЕРЕВАНСКОГО УНИВЕРСИТЕТА
ЕРЕВАН — 1976

ЕРЕВАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ГОССТРОЯ СССР

НИС ИНСТИТУТА "ГИДРОПРОЕКТ" им. С.Я.ЛУКА

НАЦИОНАЛЬНЫЙ КОМИТЕТ СССР ПО МЕХАНИКЕ
ГРУНТОВ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

622

ТРУДЫ

ВТОРОГО ВСЕСОЮЗНОГО СИМПОЗИУМА ПО РЕОЛОГИИ
ГРУНТОВ

(Цахкадзор, 7-10 октября 1975 г.)

1855

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЕРЕВАНСКОГО УНИВЕРСИТЕТА
ЕРЕВАН - 1976



СО Д Е Р Ж А Н И Е

Предисловие.....	5
------------------	---

Д О К Л А Д Ы

Будин А.Я. Учет реологических свойств грунтов при расчетах портовых сооружений.....	7
Вялов С.С. Кинетическая теория деформирования грунтов..	22
Месчян С.Р., Бадалян Р.Г., Малакян Р.П. К вопросу учета влияния состояния грунта на деформации ползучести при сдвиге.....	41
Тер-Степанян Г.И. Теория ползучести глины при сдвиге и ее экспериментальное подтверждение.....	74

С О О Б Щ Е Н И Я

Бадалян Р.Г., Месчян С.Р. Исследование влияния вибрации на сопротивление грунта сдвигу.....	98
Бадалян Р.Г. Приближенный метод определения сопротивления грунта сдвигу с учетом вибрационных воздействий.....	108
Бадалян Р.Г., Месчян С.Р. Сдвиговая виброползучесть глинистого грунта.....	117
Балаев Д.Г., Виноградова Г.Н. Расчет деформаций набухания глинистых грунтов с учетом факторов влажности и времени.....	128
Вялов С.С., Слепак М.Э. Нелинейновязкое деформирование грунтов- сопоставление теории с экспериментом..	134
Вялов С.С., Бондаренко Г.И. Прогнозирование времени до обрушения откосов мерзлых пород.....	143
Гольдин А.Л., Виноградова А.М., Зверева В.В. Совместное влияние консолидации и ползучести на деформации фундаментов конечной жесткости.....	152
Гречищев С.Е. Исследование статического роста трещин в песке при отрицательной температуре.....	158
Гужанян А.Р. Моделирование напряженного состояния подземных сооружений с учетом ползучести горных пород поляризационно-оптическим методом....	165
Ермолаев Н.Н. О взаимосвязи методов реологических моделей и теории наследственных сред при описа-	

ни закономерностей ползучести грунтов.....	183
Брылаев Н.Н. Методика определения реологических характеристик грунтов оснований на основе штаповых испытаний.....	192
Варецкий Ю.К., Соколатин В.Н., Чумичев Б.Д. К вопросу о микромеханизме деформирования льда под нагрузкой.....	200
Карпов В. М. К вопросу об определении параметров ползучести слабых глинистых грунтов.....	211
Крыжановский А.Л., Куликов О.В., Цытович Н.А. Отражение ползучести в численном расчете напряженно-деформированного состояния основания.....	220
Кульчицкий Л.И., Бондарик Г.К. Факторы определяющие реологические свойства глинистых пород.....	228
Максимьяк Р.В. Особенности разрушения глинистых грунтов полутвердой и текучей консистенции.....	241
Маслов Н.Н., Караулова З.М. Природа прочности глинистых грунтов во времени	247
Месчан С.Р., Бадалян Р.Г., Малакия Р.П. Компрессионная ползучесть просадочных грунтов.....	256
Месчан С.Р., Галстян Р.Р., Бадалян Р.Г. Ползучесть скелета слабых водонасыщенных грунтов.....	268
Месчан С.Р., Постолакия Р.А. О методике определения релаксации напряжений в глинистых грунтах при сдвиге.....	278
Мето М.А. Влияние временных процессов на формирование несущей способности свай в слабых глинистых грунтах.....	283
Пекарская Н.К. Ползучесть грунтов в зависимости от характера их структурных связей.....	297
Постолакия Р.А., Месчан С.Р. Исследование релаксаций напряжений в водонасыщенном глинистом грунте....	303
Сорокина Г.В. Исследование влияния режима загрузки на прочность глинистых грунтов.....	314
Тер-Мартirosян З.Г. Одномерное уплотнение грунтов с учетом вязко-пластических деформаций.....	322
Филиппов Н.Г. Исследование волновых процессов в линейных вязкоупругих средах при воздействии динамических нагрузок.....	328

Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., Нуридждани С.Ш. Не- линейная консолидация глин с учетом старения...	346
Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., Лейкам А.Б. О меха- низме ползучести сдвига при переменном поро- вом давлении.....	352
Цытович Н.А., Кубецкий В.И. Некоторые вопросы опреде- ления реологических свойств вечномерзлых треугольных скальных пород.....	360
Мадунц К.Ш., Куликов Н.П. Расчет скорости нестационар- ного течения оползней- потоков.....	369
Шафаренко Е.М. Влияние параметров деформирования и длительной прочности каменной соли на выбор глубины заложения подземного хранилища углеводородных топлив.....	377
Иринкулов Т.Ш., Филиппов И.Г., Мирзакобиллов С. Решение задачи о взаимодействии сдвигового напряжения и импульса смещения на поверхности круговой цилиндрической полости в вязко-упругой анизотропной среде.....	384
Иринкулов Т.Ш., Тураев Х.Ш. Расчет балочных плит, лежащих на упруго-ползучем неоднородном осно- вании с учетом реактивных касательных напря- жений.....	392
Решение 2-го Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов.....	404

ПРЕДИСЛОВИЕ

В сборнике помещены доклады и сообщения на 2 - ом Всесоюзном симпозиуме по реологии грунтов, организованном Ордена Трудового Красного Знамени Ереванским государственным университетом, Ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР, "Гидропроектон" Минэнерго СССР и Национальным Комитетом СССР по механике грунтов и фундаментостроению.

В состав рабочей комиссии по подготовке и организации симпозиума входили:

проф., доктор техн. наук С.С. Виллов (председатель),
проф., доктор техн. наук С.Р. Месчян (зам. председателя),
доктор техн. наук И.К. Зарецкий,
канд. геол.-мин. наук Р.В. Максимик (уч. секретарь).

2-й Всесоюзный симпозиум проходил с 7 по 10 октября 1975 г. в Цахкадзоре (Армения) и имел своей целью обсудить результаты исследований по реологии грунтов, выполненных после I-го симпозиума (1972 г.)^X, провести широкое обсуждение основных проблем реологии грунтов и наметить дальнейшее направление исследований в этой новой отрасли науки. В симпозиуме приняло участие 56 человек, представляющих 23 организации, и являющихся специалистами в области реологии грунтов или применяющих положения этой науки в своей научно-исследовательской и инженерной работе.

На симпозиуме было заслушано 5 программных докладов, посвященных таким вопросам, как исходные положения теории реологии и ее физическое обоснование (доклады С.С. Вилова и И.К. Зарецкого) вопросы экспериментального изучения реологических процессов (доклады С.Р. Месчяна и Г.И. Тер-Степаняна) и вопросы приложения реологии грунтов к инженерным проблемам (доклад А.Я. Будина). По этим докладом развернулась широкая свободная дискуссия, во время которой участники симпозиума имели возможность высказать свои точки зрения по основным направлениям реологии грунтов. Дискуссия прошла активно и интересно. Она показала плодотворность организации подобных встреч, имеющих четкую научную и инженерную направленность.

^X Материалы I-го симпозиума опубликованы в "Трудах Первого всесоюзного симпозиума по реологии грунтов", Изд-во Ереванского университета, Ереван, 1973.

В сборнике публикуются доклады по указанным выше вопросам, а также сообщения, сделанные участниками симпозиума по различным вопросам реологии грунтов. В конце сборника помещено Решение, принятое участниками симпозиума.

Сборник подготовлен к печати рабочей комиссией по подготовке и организации симпозиума.

УЧЕТ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПРИ
РАСЧЕТАХ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИИ.

А.Я.ЛУДИН

(Ленинградский институт водного транспорта)

В портостроении как ни в какой другой области строительства возводится большое количество разнообразных сооружений на глинистых грунтах, обладающих отчетливо выраженными реологическими свойствами.

Опыт эксплуатации показал, что напряженно-деформированное состояние и несущая способность большинства портовых сооружений на ползучих основаниях существенно меняется во времени. Чаще всего напряжения в конструкциях с течением времени нарастают, что приводит к снижению их несущей способности. Причина увеличения напряжений в конструкциях портовых сооружений заключается в том, что по мере развития деформаций ползучести грунтов элементы сооружений получают дополнительные прогибы. Как показала практика, наиболее чувствительны к ползучести грунтов оснований конструкции в виде тонких подпорных стенок, широко применяемые в портах при возведении причалов, берегоукреплений и ряда других строительных объектов.

Физико-механические (в том числе и реологические) свойства грунтов в основаниях портовых гидротехнических сооружений меняются в достаточно широком диапазоне. Однако, в большинстве случаев грунты имеют консистенцию от туго до мягкопластичной, величину коэффициента вязкости в периоде установившейся ползучести $\eta = 2 \cdot 10^{13} - 2 \cdot 10^{14}$ пуаз и начальный порог ползучести близкий к нулю.

В таблице №1 приведены некоторые характеристики глинистых грунтов, залегающих в основаниях причальных набережных ряда морских и речных портов, которые явились объектами натуральных исследований и наблюдений. Характеристики сопротивления сдвигу даны по сведениям отделов изысканий проектных организаций; коэффициенты вязкости определялись в основном на приборе Маслова - Сотникова (опыты дублировались, величины η в таблице №1 являются средними).

В связи с насущными запросами производства ЛИВТом в течении ряда лет ведутся работы по созданию методов расчетов

Таблица №1

№ п/п	Название порта	Наименов. грунта	Характеристики грунтов				
			Консистенция В	Угол внутр. трения φ°	Сцепление тс/м ² С	Коэф. вязкости тс·сут м ² Z	Нач. порог полз. тс/м ² $T_{пор}$
1	Ленинградский речной	глина	0,69	16	1	2,3· 10 ³	0
2	Рижский морской	ил суглинистый	0,8	14	0,7	3,5· 10 ²	0
3	Ленинградский морской	глина	0,74	14	1	2,1· 10 ³	0
4	Рыбинский речной	суглинок илистый	0,45	18	3	3,4· 10 ³	0,6
5	Ульяновский речной	глина	0,23	18	3	-	4,0
6	Волгоградский речной	глина	0,33	13	2	5,6· 10 ³	-

расчетов причальных сооружений на ползучих основаниях на длительную прочность. Программой исследования предусмотрено охватить типы набережных, образующих основную часть причального фронта речных и морских портов. Для некоторых из этих конструкций методы расчета уже даны, а по отдельным выпущены ведомственные Технические Условия на проектирование (СН-РФ). На рис. 1 даны схемы рассматриваемых сооружений. По конструкциям, показанным на рис. 1, а, б, в, выпущены ТУ, а по конструкциям на рис. 1, г, д ведутся лабораторные, натурные и расчетно-теоретические исследования, которые близки к завершению. В числе показанных конструкций сезанкерные, одноанкерные и двуханкерные

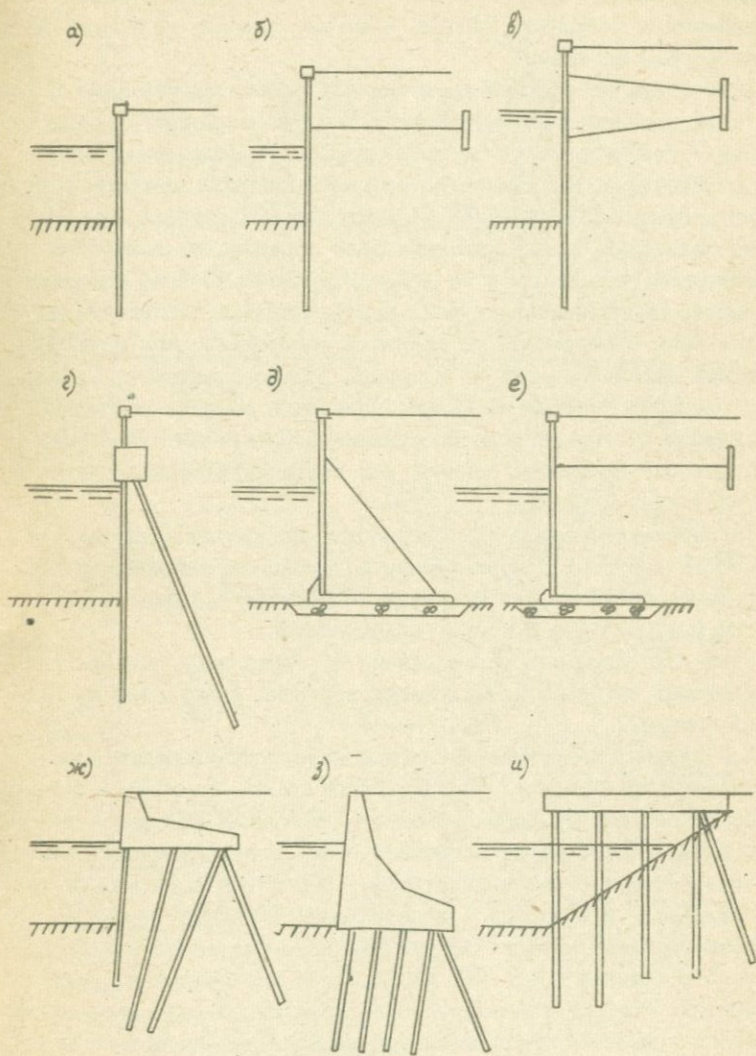


рис. 1

шпунтовые стенки, тонкие подпорные стенки, заанкерованные наклонными сваями, уголковые стенки из тонких сборных лицевых и фундаментных элементов, высокие и низкие свайные ростверки и безраспорные эстакады.

Причальные набережные представляют собой строительные конструкции, подверженные интенсивным внешним воздействиям; их аварии способны повлечь за собой тяжелые последствия. Учитывая ответственность задачи по созданию надежных методов расчетов причальных сооружений на длительную прочность, в процессе исследований особое внимание было обращено на получение достоверной информации о их действительной работе в натуральных условиях. Многолетние натурные исследования и наблюдения за причальными набережными на ползучих основаниях дали весьма обширный материал, часть из которого кратко освещена в настоящем докладе. Полученные данные позволили вскрыть специфику и механизм взаимодействия сооружений с ползучими глинистыми грунтами, что послужило основой для построения соответствующих расчетных моделей.

Теоретической базой для разработок по проблеме длительной прочности портовых сооружений на ползучих основаниях явились известные работы в области реологии грунтов Н.Н. Маслова, С.С. Вялова, Н.А. Цытовича и других специалистов.

Ниже приведены некоторые данные об опыте эксплуатации и результатах натурных исследований портовых сооружений на ползучих грунтах.

Причальная набережная ленинградского речного порта, показанная на рис. 2, а, представляет собой стенку из плоского железобетонного шпунта, заанкерованного стальными тягами за железобетонные плиты. Шпунт прорезает пласт мягкопластичной ползучей ленточной глины мощностью 5 - 5,5 м и нижним концом на глубину 1,5 - 2 м входит в подстилающий моренный суглинок, который при действующих напряжениях ползучих свойств на проявляет. С момента постройки (1963 г.) за набережной ведутся наблюдения, которые показали, что ее напряженно-деформированное состояние систематически меняется во времени. Нарастают прогибы стенки, увеличиваются действующие в ней и анкерных тягах напряжения. За период около 8 лет изгибающий момент в стенке возрос более чем на 4 тсм или почти на 20 %; за это же время

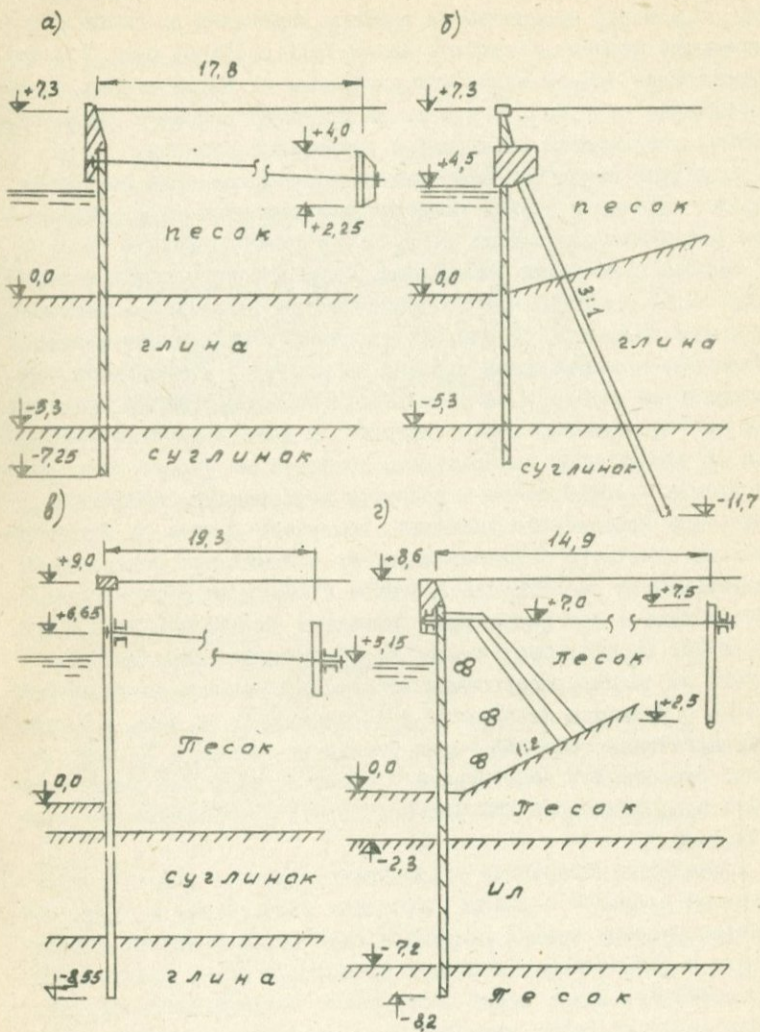


рис. 2

примерно на 15 % стали больше усилия в анкерных тросах. На рис. 3,а и 3,б представлены графики изменения прогибов и изгибающего момента в стенке. Линии I, II и III на рис. 3,а соответствуют точкам измерения, удаленным от верха стенки соответственно на 4,5, 5,3 и 6 м. На графиках сплошные линии отвечают результатам измерений, а пунктирные — расчету.

Причиной изменения напряженно-деформированного состояния тонких подпорных стенок является, как известно [1], релаксация реактивного давления ползучего грунта на них.

Другая причальная набережная Ленинградского речного порта (рис. 2,б) представляет собой "козловый больверк" — железобетонную шпунтовую стенку, заанкерованную наклонными сваями. Инженерно-геологические условия те же, что у конструкции, показанной на рис. 2,а. Широкие натурные исследования, выполненные непосредственно после постройки и долговременные наблюдения за сооружением показали, что конструкции такого типа также весьма чувствительны к ползучим деформациям оснований. Измерения контактного давления ползучего грунта на шпунт позволили отчетливо зафиксировать его постепенную релаксацию. Одновременная регистрация прогибов и смещений стенки, а также действующих в ней напряжений указывает на закономерную связь указанных параметров. На рис. 4,а приведены эпюры давления грунта на стенку, построенные по результатам измерений, выполненных с разрывом во времени в 14 месяцев, а на рис. 4,б график нарастания смещения верха стенки за период в 12 лет. Несущая способность конструкции с момента постройки существенно снизилась, однако, она еще удовлетворяет производственным потребностям.

Причалная набережная Ульяновского речного порта — одноанкерный стальной больверк свободной высотой 9,0 м (рис. 2,в). Забитый участок стенки прорезает слой песка и нижним концом входит в подстилающую ползучую неокомскую глину полутвердой консистенции. Здесь имеет место редко встречающийся случай, когда ползучий грунт залегает не в верхней, а в нижней части заглубленного в основание участка стенки.

Характер влияния ползучего грунта, залегающего в нижней зоне шпунтовой стенки, работающей по схеме Блима-Ломейера [1] (двузначная эпюра изгибающих моментов в стенке и полностью

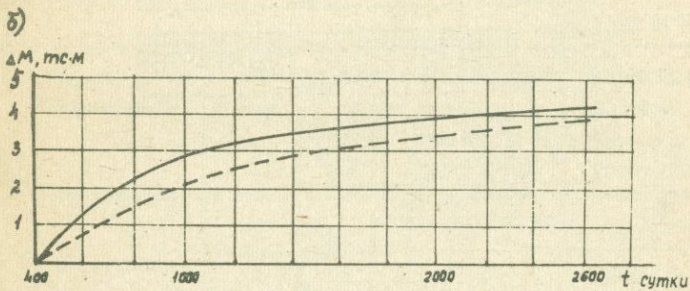
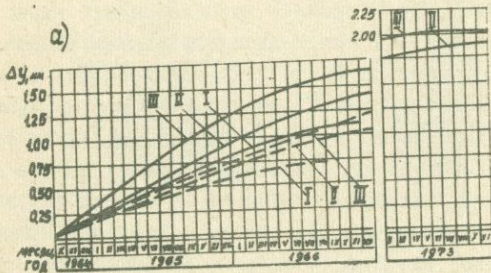
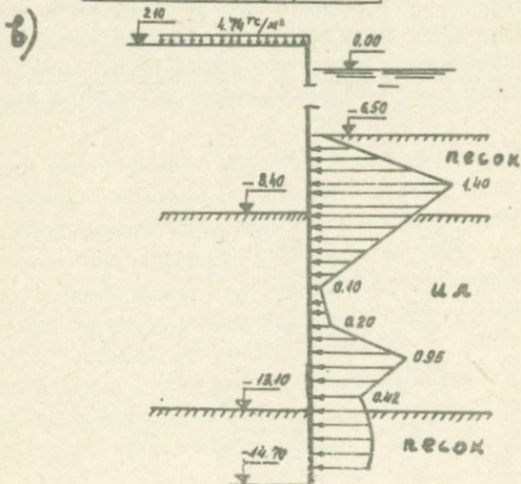
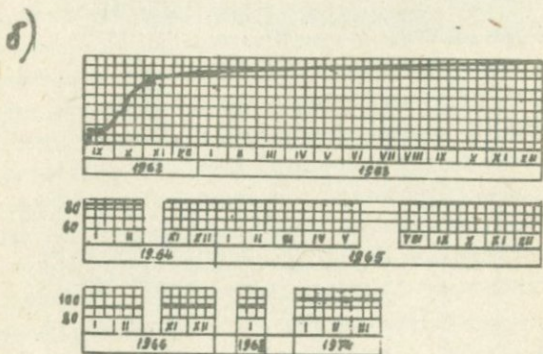
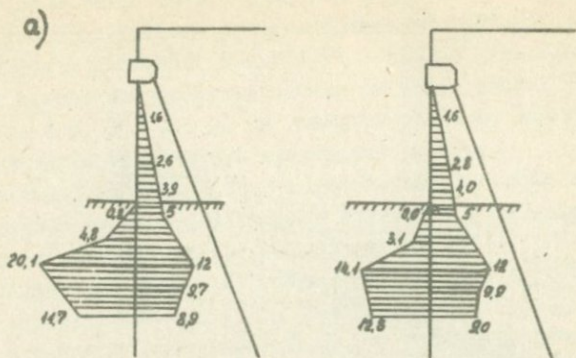


рис. 3



реализованный обратный отпор) на изменение ее напряженного состояния является следующим. С течением времени интенсивность обратного отпора ползучего грунта релаксирует, "защемление" становится непелным и работа стенки постепенно переходит от схемы Елгма-Лемейера к схеме Якоби (свободное опирание). У рассматриваемой конструкции через 7 лет после постройки напращения в стенке возросли в такой степени, что значительная часть шпунтия получила изломы. Характерно, что количество изломов по длине сооружения было тем больше, чем глубже нижний участок стенки входил в глинистый грунт. На тех участках набережной, где стенка не входила в глинистый грунт состояние конструкции оставалось вполне удовлетворительным. Напряжения в стенке, измеренные на участке с ползучим основанием, оказались равными 2280 - 2390 кгс/см², а на участке с неползучим основанием 1780 кгс/см². Измеренные усилия в анкерных тягах на участках с ползучим и неползучим основаниями приведены в таблице № 2.

Таблица № 2

Грунт основания	№ тяг	Усилия в тягах (тс)	Изгибающие моменты в тягах (кгс·м)	Наибольшие фибровые напряжения (кгс/см ²)
Ползучий	1	44	126	1280
	2	62	87,5	1380
Неползучий	1	39	25,6	1260
	2	39,6	30,3	966

Испытания, извлеченных на данном объекте, образцов глинистого грунта основания показали, что стадия установившейся ползучести у него практически не возникает. При нагрузке T меньшей предела прочности $T_{дл}$ ползучесть несет затухающий характер, а при $T > T_{дл}$ грунт разрушается по достижении определенной деформации, которая, по видимому, от величины нагрузки не зависит. При величине $T \leq 0,4$ кгс/см² ползучие деформации не наблюдаются.

Причальная набережная Рижского морского порта (рис. 2,г) - больверк свободной высотой 8,6 м из плоского железобетонного шпунта, заанкерованного за железобетонные сваи. В основании набережной залегают песок и ползучий суглинистый ил ($\varphi = 14^\circ$, $C = 0,07 \text{ кгс/см}^2$, $\eta = 3,5 \cdot 10^2$).

На рис. 4,в показана измеренная эпюра реактивного давления грунта на заглубленный в основание участок стенки. Часть эпюры в пределах слоя ползучего суглинистого ила несет на себе отчетливо выраженное влияние релаксации контактного давления за счет развивающихся во времени деформаций конструкции. Результаты широких натурных исследований, выполненных Л.Л.Лякундом, показывают, что напряженное состояние конструкции заметно меняется во времени.

Причальная набережная Рыбинского речного порта - двуханкерный стальной больверк свободной высотой 10,3 м из шпунта "Ларсен IV-н". В основании набережной залегают тяжелый илистый суглинок ($\varphi = 18^\circ$, $C = 0,3 \text{ кгс/см}^2$, $\eta = 3,4 \cdot 10^3 \text{ тс.сут/м}^2$).

За период в 14 лет с момента постройки за счет проявления реологических свойств суглинка несущая способность конструкции значительно снизилась. В частности, напряжения в отдельных шпунтовых сваях возросли до 2100 - 2200 кгс/см². В настоящее время сооружение усиливается путем возведения перед ним дополнительной шпунтовой стенки.

Опыт показывает, что не только больверки, но и другие типы транспортных гидротехнических сооружений обладают большой чувствительностью к ползучим деформациям грунтов оснований. Об этом свидетельствуют, в частности, данные о смещениях набережных Волгоградского и Камышинского портов, представляющих собой по конструкции высокие свайные ростверки, ряжевых причальных стенок в Череповецком порту и на ряде других объектов. Имеется целый ряд примеров ползучести и обрушения откосов гидротехнических сооружений, сложенных глинистыми грунтами. Такие случаи наблюдаются на Волго-Донском и Беломоро-Балтийском судоходных каналах, а также в ряде портов. В настоящее время ЛИВТом разворачиваются наблюдения за деформациями откосов судоходных каналов.

В числе портовых гидротехнических сооружений имеются кон-

струкция с тонкими фундаментными плитами (рис. 1, д, е). При наличии в основаниях ползучих грунтов с течением времени происходит трансформация эпюры контактного давления на плиты, что приводит к нарастанию в них напряжений. Исследования перераспределения давления ползучего грунта на изгибаемые фундаментные элементы были впервые выполнены С.С.Вяловым [3]. ЛИБТОМ (Ю.Ф.Арнаутов) в настоящее время ведутся аналогичные исследования применительно к схемам нагрузок, действующих на причальные набережные углового типа. Первые полученные результаты показывают, что напряжения в плитах на ползучих основаниях меняются во времени весьма существенно.

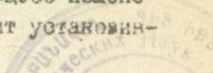
В подавляющем большинстве случаев в основаниях портовых гидротехнических сооружений залегают грунты пластичной консистенции, не обладающие начальным порогом ползучести. У них деформация, накапливаемая за период неустановившейся ползучести мала и с инженерной точки зрения основной интерес представляет установившаяся ползучесть [6]. Закономерность деформирования таких грунтов достаточно хорошо отвечает реологической модели Ньютона. Учитывая указанное обстоятельство, при разработке методов расчетов портовых сооружений на ползучих основаниях на длительную прочность уравнение состояния грунта принимается в виде

$$\tau = \eta \frac{d\gamma}{dt}, \quad (1)$$

где τ и γ - сдвиговое напряжение и сдвиговая деформация; t - время и η - коэффициент вязкости.

Совместное решение полученных на базе (1) уравнений, описывающих деформации оснований, с уравнениями, устанавливающими связь между деформациями и напряжениями в конструкциях, позволяет найти зависимости для вычисления реактивного давления грунта на сооружения как функции времени. Это, в свою очередь, дает возможность вычислять параметры напряженно-деформированного состояния сооружений в зависимости от их возраста. В качестве зависимости, связывающей между собой напряжения и деформации элементов сооружений, обычно используется уравнение упругой линии [1]. Несмотря на то, что уравнение состояния (1) отвечает установившейся ползучести грунта, процесс изменения напряжений в конструкциях, естественно, не носит установив-

1255



вегоса характера.

Ранее [1] были получены решения для определения меняющейся во времени интенсивности деактивного давления ползучего грунта на больверки, жесткость которых за период эксплуатации остается неизменной.

В процессе дальнейшей работы по проблеме длительной прочности портовых сооружений на ползучих основаниях В.М.Кольгой указанные решения были обобщены на случай стенок меняющейся во времени жесткости. Опыт эксплуатации тонкостенных причальных набережных показал, что в результате воздействия окружающей среды жесткость стенок часто меняется, убывая за счет коррозионного утоньшения металлического шпунта и, как правило, возрастая вследствие старения бетона железобетонного шпунта.

Уравнение, описывающее процесс взаимодействия стареющей больверка с ползучим основанием, получено в виде

$$\frac{EJ(0)}{H\eta} \frac{\partial^2 p(x,t)}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{p(x,t) - q(x)}{\varphi(t)} \right], \quad (2)$$

где $EJ(0)$ — начальная жесткость стенки;

H — мощность слоя ползучего грунта, прорезаемого стенкой;

$p(x,t)$ — реактивное давление в точке с координатой x в момент времени t ;

x — координата, отсчитываемая от низа стенки, (см. рис. 5);

$q(x)$ — интенсивность активного (распорного) давления грунта на стенку;

$\varphi(t)$ — функция, задающая закон изменения жесткости стенки во времени.

При $\varphi(t) = \text{const}$ выражение (2) совпадает с полученным ранее уравнением для нестареей стенки. Решение (2) получено в виде

$$p(x,t) = \varphi(t) \sum_{n=0}^{\infty} \exp\{-\mathcal{D}_n(t)\} \left[B_n + A_n \int_0^t \left(\frac{1}{\varphi(t)} \right)' \exp\{\mathcal{D}_n(t)\} dt \right] \sin \beta_n x. \quad (3)$$

$$B(3) \quad \delta_n(t) = \frac{EJ(0)}{H\eta} \beta_n^2 \int_0^t \varphi(t) dt ;$$

A_n и B_n - коэффициенты Фурье функций $q(x)$ и $p(x,0)$;
 β_n - коэффициент, зависящий от вида краевой задачи, и определяемый решением трансцендентного уравнения (здесь не приводится).

В простейшем случае, когда жесткость стенки уменьшается по линейному закону $\varphi(t) = 1 - kt$, где $k = const$ и начальная эпюра реактивного давления грунта на стенку имеет треугольное очертание $p(x,0) = \rho \cdot s \lambda (H-x)$ решение (2) имеет вид

$$p(x,t) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \beta_n x \left\{ 1 - \varphi(t) \exp[\gamma_n \varphi^2(t)] \cdot \exp\{-\gamma_n\} + \sqrt{\pi} \gamma_n (\Phi[\sqrt{2\gamma_n}] - \Phi[\sqrt{2\gamma_n} \varphi(t)]) \right\} + \frac{2H \rho \cdot s \lambda}{9\pi} \varphi(t) \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{n} \exp\{-\gamma_n [1 - \varphi^2(t)]\} \sin \beta_n x, \quad (4)$$

где

$$\gamma_n = \frac{n^2 \pi^2 EJ(0)}{2k\eta H^3}; \quad \beta_n = \frac{n\pi}{H};$$

$\Phi[\sqrt{2\gamma_n}]$ - табличная функция вероятности.

Выполненные расчеты показывают, что изменение жесткости стенок может достаточно существенно сказаться на интенсивности изменения реактивного давления $p(x,t)$. С уменьшением жесткости скорость релаксации реактивного давления падает, а с увеличением "возрастает".

Ранее [2] были даны методы расчетов на длительную прочность причальных набережных в виде безанкерных и одноанкерных шпунтовых стенок на ползучих основаниях. Одним из очередных этапов работы явилась разработка метода расчета на длительную прочность двуханкерных больверков на ползучих основаниях. Расчетная схема двуханкерного больверка, рассмотренная В.М. Кольгой и В.М. Кирилловым, приведена на рис. 5.

Применительно к двуханкерным стенкам исходное уравнение принимает вид

$$\frac{EJ}{H\eta} \int_0^x dx \int_0^x p(x,t) dt = \int_0^x dx \int_0^x [M(x,0) - M(x,t)] dx -$$

$\rho \cdot s$ и λ - объемный вес и коэффициент реактивного давления грунта.

$$\begin{aligned}
 & - \int_0^x dx \int_0^x \Delta R_A(t) l_A(x) dx - \int_0^x dx \int_0^x \Delta R_B(t) l_B(x) dx + \\
 & + \frac{EJ}{Kl^2} \left\{ [M(0,0) - M(0,t) - \Delta R_A(t)(x - h_k) + \right. \\
 & + \Delta R_B(t)(x - h_k - c)] f_1(x) + [Q(0,0) - Q(0,t) + \Delta R_B(t) - \\
 & \left. - \Delta R_A(t)] f_2(x) \right\}, \quad (5)
 \end{aligned}$$

где K - значение переменного по глубине коэффициента податливости постели подстилающего непластичного грунта на уровне низа стенки;

l - длина участка стенки, заглубленного в подстилающий грунт;

h_k, c - геометрические размеры, показанные на рис. 5;

$M(x,0)$ и $M(x,t)$ - изгибающие моменты в стенке в начальный и рассматриваемый моменты времени;

$\Delta R_A(t)$ и $\Delta R_B(t)$ - приращения анкерных усилий в верхней и нижней опорах за период времени t ;

$l_A(x)$ и $l_B(x)$ - плечи сил $\Delta R_A(t)$ и $\Delta R_B(t)$ относительно рассматриваемого сечения стенки;

$Q(0,0)$ и $Q(0,t)$ - перерезывающие силы, действующие в сечении стенки с координатой $x = 0$ в начальный и рассматриваемый моменты времени;

$M(0,0)$ и $M(0,t)$ - то же, но изгибающие моменты;

$f_1(x)$ и $f_2(x)$ - функции, зависящие от соотношений геометрических размеров конструкции.

После внесения в (5) параметров напряженного состояния стенки, выраженных через реактивную нагрузку, искомое решение

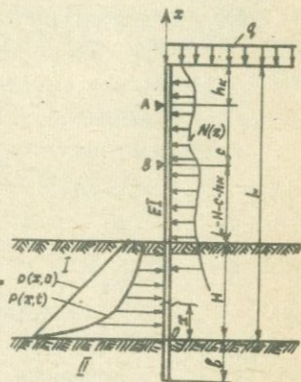


рис. 5

I - плавающий грунт;
II - неплавающий грунт

получено в виде

$$p(x,t) = p(x,0) \exp \left\{ - \frac{EJk\ell^2 t}{H_2 [F(x) - B(x) - D(x)] k\ell^2 + \bar{\Phi}(x) EJ} \right\}, \quad (6)$$

где $F(x)$, $B(x)$, $D(x)$ и $\bar{\Phi}(x)$ - функции, вид которых зависит от начальной реактивной нагрузки $p(x,0)$ и характера опорного закрепления стенки. Все указанные функции номографированы.

При удалении второй анкерной опоры (6) обращается в ранее полученное выражение для одноанкерного больверка [1].

Результаты расчетов по приведенным формулам дают удовлетворительное совпадение с данными натурных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Будин А.Я. Тонкие подпорные стенки. Л., Стройиздат, 1974.
2. Будин А.Я. Влияние ползучести оснований на длительную прочность тонких подпорных стенок. Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Изд-во Ереванского университета, Ереван, 1973.
3. Вялов С.С. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1959.
4. Вялов С.С. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, М., 1963.
5. Маслов Н.Н. Длительная устойчивость и деформации смещения подпорных сооружений. М., "Энергия", 1968.
6. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. II. Л.-М., Госстройиздат, 1961.

КИНЕТИЧЕСКАЯ ТЕОРИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

С.С. БЯЛОВ.

(НИИ Оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Кинетическая природа деформирования грунта.

Из многочисленных опытных данных следует, что процесс развития деформаций грунтов во времени различается в зависимости от величины приложенной нагрузки (рис. I). При малой величине напряжения τ деформации δ с течением времени затухают, при несколько большем значении τ развивается длительная "вековая" ползучесть с уменьшающейся скоростью деформирования, при еще больших τ имеет место процесс течения с постоянной скоростью, наконец, при достаточно больших напряжениях возникает незатухающая ползучесть с возрастающей скоростью деформирования, причем при очень большом напряжении эта скорость будет возрастать лавинно.

Для описания указанных процессов деформирования применяют различные феноменологические зависимости, причем каждому виду деформирования соответствует своя зависимость, хотя иногда одной зависимостью пытаются описать несколько процессов. Все это породило большое число эмпирических формул, некоторые из которых дополняют друг друга, тогда как некоторые, наоборот, являются взаимопротиворечивыми. При этом пределы применимости формул в большинстве случаев не определяются и каких-либо объективных критериев для выбора той или иной формулы не имеется - такой выбор обычно определяется субъективными обстоятельствами. Очевидно, что является целесообразным получить некоторое универсальное уравнение ползучести, с помощью которого можно было бы описать различные виды деформирования, причем переход от одного вида к другому определялся бы некоторым объективным критерием, например, уравнем напряжения. Однако такое уравнение может быть получено только на физической основе - из условия рассмотрения механизма деформирования грунта и введения в уравнение физических характеристик, управляющих этим процессом.

В предшествующих работах автора и сотрудников [1,2] были изложены положения кинетической теории деформирования и разрушения, согласно которой деформирование грунта рассматривается как термоактивированный процесс, обусловленный смещением частиц грунта в результате сообщения им энергии активации. Вывод обобщенного уравнения ползучести, излагаемый в настоящей статье, является дальнейшим развитием указанных выше положений кинетической теории.

Напомним, что в свете указанной теории мы рассматриваем грунт как хаотическое сочетание микроструктурных элементов - твердых частиц и их агрегатов, окруженных пленками адсорбированной воды и связанными силами межчастичного взаимодействия, и пустот, заполненных свободной водой и воздухом. Наличие межчастичных связей делает положение микроструктурных элементов устойчивыми, причем равновесное состояние частиц соответствует минимуму потенциальной энергии. Наличие пустот делает возможным перемещение твердых частиц, но для этого перемещения они должны быть выведены из состояния равновесия, для чего частицам должна быть сообщена энергия активации, равная или большая энергии связи данной частицы с соседними частицами. Эта энергия для каждого из структурных элементов будет различна, поскольку различны их размеры, форма и расположение. Учитывая хаотическое расположение частиц / сохраняемое даже при упорядоченной ориентации / и их малые размеры по отношению к любому рассматриваемому объему грунта, можно использовать статистический подход и применять к грунту Больцмановский закон распределения, полагая, что число активированных частиц с энергией активации $\langle U \rangle$ равно $n = n_0 \exp[\langle U \rangle / k\theta]$. Фигурные скобки $\langle \rangle$ означают, что энергию активации U мы относим не к одной частице, а к некоторому характерному микрообъему и $\langle U \rangle$ есть, таким образом, средняя по характерному объему энергия; в последующем скобки для простоты будут опускаться. Полагая далее, что среднее время t пребывания частицы в положении равновесия обратно пропорционально числу активированных частиц n , можем записать

$$t = t_0 e^{-U/k\theta}$$

где $t_0 = h/k\theta$ - период тепловых колебаний элементарных частиц вокруг положения равновесия (при $U = 0$), сек;

h - постоянная Планка, Дж/сек;

k - постоянная Больцмана, Дж/°К;

θ - абсолютная температура, °К.

Энергия активации U , как неоднократно указывалось ранее, является функцией приложенного напряжения τ и времени t его воздействия $U = U(\tau, t)$. Исходное значение энергии U_0 (при $\tau = 0$) определяется величиной связей / осредненных по характерному объему /, зависящих в свою очередь от физико-химических свойств грунта. Изменение энергии в зависимости от τ и t обуславливается изменениями структуры и структурных связей грунта в процессе деформирования. Эти изменения исследовались Р.В.Максимьяк и Н.К.Пекарской [I] на микроструктурном уровне. Для соблюдения последовательности изложения повторим основные результаты этих исследований.

Изменения микроструктуры грунта.

Изменение микроструктуры грунта в процессе деформирования заключается в распаде агрегатов грунта, смещении и перекантовке частиц, их переориентации и в развитии дефектов структуры - разрывов и нарушений связей в каркасе грунта и образовании микротрещин. Эти изменения вызывают два противоположных эффекта - упрочнение и расслабление структуры грунта. Упрочнение обуславливается более компактной упаковкой частиц при их смещении и "залечиванием" имеющихся в структуре дефектов - смыканием микротрещин, микрополостей и т.д. Расслабление обуславливается разрывом связей между частицами и возникновением и развитием дефектов структуры. Отметим, что развитие микротрещин и т.п. дефектов приводит к объемным деформациям - дилатации грунта / на что впервые было указано Е.П.Шушиной /. Соответственно упрочнение структуры вызывает положительную дилатацию / уплотнение /, а расслабление - отрицательную / разрыхление /. Упрочнение обуславливает затухающий характер ползучести, а расслабление - незатухающий. При этом развитие дефектов структуры приводит к разрушению грунта, которое наступает тогда, когда степень поврежденности / плотность дефектов

$\omega = S_0 / S$, где S_0 - площадь, занятая дефектами, S - единичная площадь / достигает критического значения ω_p . Р.В.Максимьяк показала, что величина ω_p есть константа данного грунта, независящая ни от величины приложенного напряжения, ни от времени его воздействия. В то же время очевидно, что возможность и интенсивность развития микротрещин зависит от вида напряженного состояния. Наиболее благоприятные условия для развития дефектов имеют место при чистом сдвиге /или растяжении/, когда отрицательная дилатансия /разрыхление/ ничем не ограничена. Ограничение возможности объемного расширения /например, в результате всестороннего давления при трехосном сжатии/ уменьшает возможность объемного расширения и тем самым затрудняет рост дефектов. При всестороннем сжатии развитие микротрещин вообще исключается и может иметь место только их уменьшение. Таким образом, характер изменения дефектов структуры и соответственно характер процесса деформирования зависит от соотношения шарового тензора и девиатора напряжений.

Микроструктурные исследования позволяют отобразить закономерность структурных изменений грунта в процессе деформирования следующими зависимостями

$$1 - \omega = (1 - \omega_0)(t + 1)^{-k_1 \bar{\tau}}, \quad /2/$$

$$1 - \Omega = (1 - \Omega_0)(t + 1)^{-k_2}, \quad /3/$$

где ω - степень поврежденности структуры; Ω - степень переориентации частиц /отношение площади, занятой ориентированными частицами, к единичной площади/, а ω_0 и Ω_0 - исходные /при $\bar{\tau} = 0$, $t = 0$ / значения указанных величин. Соответственно величины $|1 - \omega|$ и $|1 - \Omega|$ определяют неповрежденную дефектами и неориентированную единичную площадь грунта;

k_1 и k_2 - параметры, физический смысл которых будет показан далее;

$\bar{\tau}$ - некоторая функция напряжения /уровень напряжений/.

Графическое изображение зависимостей /2/ и /3/ представлено на рис.2; там же приведена перестройка этих графиков в логарифмических координатах, свидетельствующая о достаточно удовлетворительном соответствии зависимостей /2/ и /3/ опытными данным.

Длительное разрушение.

Рассмотрим процесс длительного разрушения грунта. Как уже отмечалось, это разрушение происходит в результате возникновения и развития дефектов структуры грунта, плотность которых изменяется в пределах

$$\omega_0 \leq \omega \leq \omega_p \quad \text{при} \quad 0 \leq t \leq t_p, \quad /4/$$

где t_p - время до разрушения, соответствующее достижению плотностью дефектов критического значения $\omega_p = Const$ [5]

Начальная, исходная прочность грунта будет соответствовать нагрузке, отнесенной к начальной площади неповрежденного сечения образца ($I - \omega_0$)

$$\tau_0 = F / (I - \omega_0).$$

Поскольку эта площадь изменяется в пределах

$$(I - \omega_0) \geq (I - \omega) \geq (I - \omega_p),$$

то и прочность грунта будет изменяться во времени в соответствии с уменьшением величины $(I - \omega)$.

Соответственно интенсивность процесса длительного разрушения зависит от скорости роста дефектов, которая в свою очередь является функцией напряжения и времени

$$\frac{d\omega}{dt} = f(\tau, t). \quad /5/$$

Вид функции $f(\tau, t)$, определяется установленной из опытов зависимостью /2/, проинтегрировав которую, получим

$$\frac{d\omega}{dt} = \alpha, \bar{\tau} \frac{dt}{t+1} \quad /6/$$

Отсюда с учетом /4/ можем написать

$$\int_{\omega_0}^{\omega_p} \frac{d\omega}{1-\omega} = \alpha, \int_0^{t_p} \bar{\tau} \frac{dt}{t+1}, \quad /7/$$

где $\bar{\tau} = \tau / (\tau_0 - \tau)$, τ_0 - мгновенная при $t = 0$ прочность грунта. Проинтегрировав уравнение /7/, будем иметь условие длительного разрушения в следующей форме

$$\int_0^{t_p} \frac{\tau}{\tau_0 - \tau} \frac{dt}{t+1} = \frac{1}{\alpha_1} \ln \frac{1 - \omega_0}{1 - \omega_p} \quad /8/$$

Напряжение τ может здесь приниматься переменным во времени. В случае $\tau = \text{const}$ получим

$$\frac{\tau_0 - \tau}{\tau} = \frac{1}{\nu_{cr}} \ln(t_p + 1), \quad /9/$$

где $\nu_{cr} = \frac{1}{\alpha_1} \ln \frac{1 - \omega_0}{1 - \omega_p} = \text{const}$.

Если ввести обозначения $T = e^{-\nu_{cr}}$ и $\beta = \nu_{cr} \tau_0$, то формулу /9/ можно преобразовать к виду

$$T = \frac{\beta}{\ln\left(\frac{\beta}{T} + 1\right)} \approx \frac{\beta}{\ln\left(\frac{\beta}{T}\right)} \quad /10/$$

Эта формула совпадает с предложенной автором ранее эмпирической зависимостью, широко проверенной многими исследователями. Однако при принятой интерпретации параметры формулы /10/ имеют вполне определенный физический смысл. Так, $T = \frac{(1 - \omega_p)^{1/\alpha_1}}{(1 - \omega_0)}$ есть константа грунта, характеризующая его длительную прочность в зависимости от соотношения неповрежденной площади сечения грунта в начальный момент $t = 0$ и в момент разрушения $t = t_p$. Очевидно, что при $t = 0$ $T = 1$ и $\nu = 0$.

Рассматривая в формуле /1/ время пребывания частицы в положении равновесия t как время до разрушения t_p , а энергию активации U как энергию активации разрушения U_p [4] и сопоставляя выражение /1/ с формулой /10/, приведенной к виду

$$t_p = T e^{U_p/\tau}, \quad /10^1/$$

можно определить кинетический смысл параметра β . Этот параметр будет равен

$$\beta = U_p(\tau) / \kappa \nu \quad /11/$$

Таким образом, параметр β прямопропорционален энергии активации разрушения и обратно пропорционален температуре грунта. Отметим, что зависимость прочности от температуры играет особо

важную роль для мерзлых грунтов /следует иметь в виду, что при переходе через точку замерзания воды значение β изменяется скачкообразно/.

Покажем сейчас правомерность выражения параметров формулы длительной прочности /I0/ через кинетическое уравнение /I/.

Если мы преобразуем формулу /I0/ к виду

$$\frac{1}{t} = \frac{1}{\beta} (\ln t_p - \ln T),$$

то опытные точки должны лечь на прямые, построенные в координатах $1/t - \ln t_p$. Пример такого спрямления представлен на рис.3, построенном по данным испытаний образцов супеси и плотной глины /опыты С.Э.Городецкого, Н.К.Пекарской, Е.П.Пушириной/ на одноосное сжатие и сцепление /определяемое вдавливанием шарикового штампа/. Испытания проводились при различной температуре грунта - от 20° до -20° . Как видно, опытные точки достаточно хорошо легли на прямые, что подтверждает правомочность формулы /I0/. Одновременно обращает на себя внимание тот факт, что все прямые, соответствующие различным значениям температуры, исходят из одного полюса /координаты которого различаются лишь от вида грунта и от вида испытаний/. А именно этот факт является характерным для кинетических процессов [4] и тем самым косвенно подтверждает кинетическую сущность формулы /I0/.

Другой, уже непосредственной проверкой правомерности кинетической трактовки формулы /I0/ является подтверждение справедливости соотношения /II/, поскольку оно выведено из предположения об идентичности формулы /I0/ и кинетического уравнения /I/.

Из термодинамики известно, что внутренняя энергия равна

$$U = H - TS, \quad /12/$$

где S - энтропия, а H - теплота активации /энтальпия/ системы. Подставляя это выражение в /II/, получим следующую зависимость параметра β от температуры

$$\beta = \frac{1}{k} \left(\frac{H}{\theta} - S \right). \quad /13/$$

Отсюда следует, что если предположение об идентичности фор-

мул /10/ и /1/ справедливо, то параметр β должен быть обратно пропорционален температуре θ /°K/. И действительно, значения параметра β , определенные по опытным данным, представленным на рис.3, хорошо легли на прямые $\beta - 1/\theta$ рис. 4.

Отметим, что формулу /10/ можно получить на основе термодинамических соотношений. Так, если выразить условие длительного разрушения в виде условия достижения приращением плотности энтропии некоторого критического уровня $\Delta S(t) = \Delta S_p$, то получим [3]

$$\int_0^{t_p} \dot{S}(t) dt = \Delta S_p, \quad /14/$$

где \dot{S} - скорость приращения плотности энтропии; ΔS_p - критическое значение этого приращения. Величина $\dot{S}(t)$ есть функция термодинамических параметров $\dot{S} = \Phi(T_\epsilon, T_\epsilon^p, \theta, \mathcal{P}, Q, f)$, где T_ϵ и T_ϵ^p - тензоры напряжений и необратимых деформаций, θ - температура, Q - приток немеханической энергии, f - плотность свободной энергии, \mathcal{P} - тензор поврежденности. Можно в соответствии с рассмотренными выше данными микроинтов принять, что величина ΔS_p определяется критической поврежденностью структуры грунта, т.е., что $\Delta S_p = \nu$. Таким образом, уравнение /14/ будет учитывать накопление повреждений как следствие воздействия внешних сил и внутренних физико-химических процессов /диффузия, осмос, сорбция и т.д./. Если же пренебречь последними ввиду их сравнительно малого влияния, а влияние внешних сил учесть в виде /6/, то придем к формуле /8/ и, следовательно, к /10/.

Кинетическое уравнение ползучести.

Следуя [2], будем исходить из положения кинетической теории Френкеля-Эйринга, согласно которому коэффициент вязкости идеальной, ньютоновской жидкости равен

$$\eta = A e^{U/k\theta}, \quad /15/$$

где A - некоторый параметр.

В этой формуле энергия активации U рассматривается как постоянная величина, соответственно с чем коэффициент η есть константа, характеризующая течение с постоянной скоростью.

линейно зависящей от напряжения: $\delta = \tau/\eta$. Однако для грунтов вязкость является переменной величиной, что объясняется изменением в процессе деформирования физических свойств грунта. Соответственно энергия активации будет также переменна, причем изменение U обуславливается изменяемостью микроструктуры грунта [2].

Автором предложено следующее выражение, определяющее это изменение

$$\bar{U} = \bar{U}_0 - \bar{U}_{рсл} + \bar{U}_{упр}, \quad /16/$$

где $\bar{U} = U/\kappa\theta$ - относительное значение U , \bar{U}_0 - исходная / при $\tau = 0, t = 0$ / относительная энергия активации, $\bar{U}_{рсл}$ и $\bar{U}_{упр}$ - изменяющаяся во времени относительная энергия активации, затрачиваемая на расслабление и упрочнение структуры соответственно. Упрочнение структуры вызывает увеличение U , расслабление - уменьшение. Результирующее значение U определяет направленность процесса.

Примем с определенным упрощением, что процесс расслабления определяется только развитием дефектов и описывается зависимостью /2/, а процесс упрочнения обусловлен только перекomпоновкой частиц и описывается зависимостью, аналогичной /3/. Тогда можно записать

$$d\bar{U}_{рсл} = \beta_1 \frac{d\omega}{1-\omega} \quad \text{и} \quad d\bar{U}_{упр} = \beta_2 \frac{d\bar{\alpha}}{1-\bar{\alpha}}, \quad /17/$$

где $\beta_1 = \beta_1^*/\kappa\theta$ и $\beta_2 = \beta_2^*/\kappa\theta$; β_1^* /безразмерная величина/ и β_2^* /Дж/ - параметры; ω - степень поврежденности структуры; $\bar{\alpha}$ - показатель упрочнения.

Из выражений /2/ и /3/ следует

$$\frac{d\omega}{1-\omega} = \alpha_1 \bar{c} \frac{dt}{t+1}; \quad \frac{d\bar{\alpha}}{1-\bar{\alpha}} = \bar{\alpha}_2 \frac{dt}{t+1}. \quad /18/$$

Подставляя первую из этих зависимостей в соотношение /17/ и интегрируя его, получим

$$U_{рсл} = \lambda_1 \int_0^{t^p} \bar{c} \frac{dt}{t+1}, \quad /19/$$

где $\lambda_1 = \beta_1 \alpha_1 = \beta_1 / \alpha_1 \ln \left(\frac{1-\omega_0}{1-\omega_p} \right)$; $\bar{c} = \frac{\tau}{\tau_0 - \tau}$.

При $\tau = Const$ будем иметь

$$\bar{U}_{рсл.} = \lambda_1 \frac{\tau}{\tau_0 - \tau} \ln(t+1). \quad /20/$$

Подставляя второе из выражений /18/ в соотношение /17/, получим

$$\bar{U}_{зпр} = \beta_2 \int_{\bar{\lambda}_0}^{\bar{\lambda}} \frac{d\bar{\lambda}}{1-\bar{\lambda}} = \beta_2 \bar{\lambda}_2 \int_0^t \frac{dt}{t+1} = \lambda_2 \ln(t+1), \quad /21/$$

где $\lambda_2 = \beta_2 \bar{\lambda}_2$.

С учетом соотношений /19/ и /21/ равенство /13/ примет следующий вид

$$\bar{U} = \bar{U}_0 + [\lambda_2 - \lambda_1 \bar{\tau}] \ln(t+1). \quad /22/$$

Это значение энергии активации и должно вводиться в формулу /15/, определяющую величину коэффициента вязкости. Соответственно скорость деформирования будет выражена следующей зависимостью

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta(\tau, t)} = \frac{\tau}{A} \exp[-(\bar{U}_0 - \bar{U}_{рсл.} + \bar{U}_{зпр})] = \frac{\tau}{A} e^{-\bar{U}_0} e^{-[\lambda_2 - \lambda_1 \bar{\tau}] \ln(t+1)}$$

$$\text{или } \dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0} \left(\frac{1}{t+1} \right)^{n(\tau)}. \quad /23/$$

При выводе этой формулы под t подразумевалось безразмерное значение времени t/t^* , где t^* - параметр, имеющий размерность времени. Соответственно более корректно формула /23/ должна быть записана в виде

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0} \left(\frac{t}{t^*} + 1 \right)^{-n(\tau)} \quad /24/$$

или упрощенно, принимая, что $t^* \ll 1$,

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0^*} t^{-n(\tau)}, \quad /25/$$

где $\eta_0^* = \eta_0 / (t^*)^{-n(\tau)}$.

В этих формулах $n(\tau) = \lambda_2 - \lambda_1 \frac{\tau}{\tau_0 - \tau}$; $\eta_0 = A e^{U_0/k\theta}$,

где $A = 6k\theta t_0/V$ - параметр, определяющий тепловые колебания частиц / V - молярный объем, t_0 - период теплового колебания/;

$$\lambda_1 = \frac{1}{\sqrt{\kappa\theta}} \ln\left(\frac{1-\omega_0}{1-\omega_p}\right) \text{ структурный параметр, характеризующий}$$

способность грунта к расслаблению структурных связей и входящий в соотношение /19/;

$$\lambda_2 = \frac{\bar{\alpha}_2(1-\bar{\alpha})}{\kappa\theta} \frac{dU_{упр}}{d\mathcal{L}} \text{ - структурный параметр, характеризующий}$$

способность грунта к упрочнению и входящий в соотношение /21/.

Уравнения /23/ - /24/ относятся к случаю чистого сдвига. При сложном напряженном состоянии эти уравнения принимают следующий вид

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i}{\tau_0} \left(\frac{t}{t^*} + 1\right)^{-n(\tau)} \approx \frac{\tau_i}{\tau_0^*} t^{-n(\tau)} \quad /26/$$

Здесь

$$n(\tau) = \lambda_2 - \lambda_1 \frac{\tau_i}{\tau_0 - \tau_i}; \quad \tau_0 = \tau_0^{*cg} \left[1 + \frac{\sigma_m}{H_0}\right]^{\lambda_3},$$

где τ_0^{*cg} - условно-мгновенная прочность / предел текучести/ при чистом сдвиге; H_0 и λ_3 - параметры связности и упрочнения при условно-мгновенном сдвиге; во многих случаях $\lambda_3 = 1$ и тогда $H_0 = \tau_0^{*cg} / \tan \psi_0$, где ψ_0 - угол внутреннего трения на октаэдрических площадках. Таким образом, в уравнение деформирования входит как деформативная характеристика τ_0 , так и характеристика прочности - связность H_0 и внутреннее трение ψ_0 ; $\tau_i = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$ - интенсив-

ность касательных напряжений,

$$\dot{\gamma}_i = \frac{2}{\sqrt{6}} \sqrt{(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_2)^2 + (\dot{\epsilon}_2 - \dot{\epsilon}_3)^2 + (\dot{\epsilon}_3 - \dot{\epsilon}_1)^2} \text{ - интенсивность}$$

скоростей деформаций сдвига, $\sigma_m = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ - среднее нормальное напряжение.

Уравнение деформирования /23/ записано в форме теории течения. Если записать это уравнение в соответствии с теорией наследственной ползучести, то получим

$$\delta_i = \delta_{i_0} + \frac{1}{\rho_0} \int_0^t \tau_i(\nu) Q(\tau_i, t-\nu) d\nu \quad] ,$$

где $Q(\tau_i, t) = (t+1)^{-n(\tau)}$ - ядро ползучести.

Отметим, что если в уравнении /7/ функцию $\bar{\tau}$ принять в форме $\bar{\tau} = \frac{\tau - \tau_{\infty}}{\tau_0 - \tau} (\tau_p + 1)$, где τ_{∞} - предел длительной прочности, и сделать еще некоторые допущения, то уравнение деформирования получим в виде, приведенном в работе /2/. Это уравнение имеет ту же физическую сущность, что и формула /23/, однако последняя оказалась более универсальной, что будет рассмотрено далее.

Анализ уравнения деформирования.

Из формулы /26/ легко получить уравнение ползучести

$$\dot{\delta}_i = \delta_{i(0)} + \int_0^t \frac{\tau_i}{\rho_0} \frac{dt}{(t+1)^{n(\tau)}} \quad]27/$$

где $\delta_{i(0)}$ - условно-мгновенная деформация.

В этой формуле напряжение τ_i может быть переменным во времени. При $\tau_i = \text{const}$ и $n(\tau) \neq 1$ получим

$$\delta_i = \delta_{i(0)} + \frac{\tau_i}{\rho_0 [1-n(\tau)]} \left[(t+1)^{1-n(\tau)} - 1 \right] \quad]28/$$

Как видно, процесс деформирования, описываемый уравнением /28/, будет иметь различный характер в зависимости от показателя степени $n(\tau)$, т.е. в зависимости от величины напряжения τ_i , связь которого с параметром n можно записать в форме

$$\tau_i = \tau_0 \frac{\lambda_2 - n}{\lambda_1 + \lambda_2 - n} \quad]29/$$

Проанализируем зависимость процесса деформирования от величины τ_i , для чего вновь вернемся к формуле /26/. Из этой формулы видно, что при $n < 0$ скорость деформации убывает

вает и при $t \rightarrow \infty \dot{\delta}_i \rightarrow 0$ (рис.5, кривые 5-7). При $n = 0$ имеет место течение с постоянной скоростью $\dot{\delta}_i = Const$ (рис.5, кривая 4). При $n > 0$ скорость деформации неограниченно возрастает - $\dot{\delta}_i \rightarrow \infty$ (рис.5, кривые 1-3).

В свою очередь внутри указанных интервалов напряжений имеются свои особенности процесса деформирования. Рассмотрим их.

Случай 1. Параметр $0 < n < -1$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i > \tau_0 \frac{\lambda_2 + 1}{\lambda_1 + \lambda_2 + 1} \quad /30/$$

В этом случае скорость деформации возрастает с увеличивающимся ускорением (кривая 1, рис.5 и рис.1).

Случай 2. Параметр $n = -1$, чему соответствует напряжение.

$$\tau_i = \tau_0 \frac{\lambda_2 + 1}{\lambda_1 + \lambda_2 + 1} \quad /31/$$

Скорость деформации возрастает с постоянным ускорением $d\dot{\delta}/dt = Const$ (кривая 2, рис.5 и рис.1).

Случай 3. Параметр $n > -1$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i < \tau_0 \frac{\lambda_2 + 1}{\lambda_1 + \lambda_2 + 1} \quad /32/$$

Скорость деформации возрастает с уменьшающимся ускорением (кривая 3, рис.5 и рис.1).

Случай 4. Параметр $n = 0$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i = \tau_0 \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad /33/$$

Скорость деформации постоянна $\dot{\delta} = Const$ (кривая 4, рис.5 и рис.1).

Случай 5. Параметр $1 > n > 0$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i > \tau_0 \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1} \quad /34/$$

Скорость деформации убывает / $\dot{\delta}_i \rightarrow 0$ при $t \rightarrow \infty$ / , но сама деформация возрастает по степенному закону. / $\delta_i \rightarrow \infty$ при $t \rightarrow \infty$ / (кривая 5, рис.5 и рис.1).

Случай 6. Параметр $n = 1$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i = \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1} \tau_0 \quad /35/$$

В этом случае скорость деформации убывает / $\dot{\delta}_i \rightarrow 0$ / , а сама деформация возрастает / $\delta_i \rightarrow \infty$ / , но это возрастание происходит с меньшей интенсивностью, по логарифмическому / а не по степенному / закону. Этот закон получается из интегрирования выражения /27/ при $n = 1$

$$\delta_i = \delta_{i(0)} + \frac{\tau_i}{\eta_0} \ln(t+1) \quad /36/$$

Случай 7. Параметр $n > 1$, чему соответствует напряжение

$$\tau_i < \tau_0 \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1} \quad /37/$$

В этом случае и скорость деформации и сама деформация убывают, причем скорость деформации стремится к нулю, а величина деформации стремится к конечному, стабилизированному значению

$\delta_i \rightarrow \delta_{i(\infty)}$ (кривая 7, рис.5 и рис.1). Уравнение деформирования /28/ принимает при этом следующий вид

$$\delta_i = \delta_{i(\infty)} - \frac{\tau_i}{\eta_0(n-1)} (t+1)^{1-n}, \quad /38/$$

где

$$\delta_{i(\infty)} = \delta_{i(0)} + \frac{\tau_i}{\eta_0(n-1)} = \frac{\tau_i(\tau_0 - \tau_i)}{\eta_0[\tau_0(\lambda_2 - 1) - \tau_i(\lambda_1 + \lambda_2 - 1)]}$$

Зависимость между скоростью деформации и напряжением, вытекающая из формулы /26/, представлена на графике 6 рис.5. Как видно, кривые $\dot{\delta}_i - \tau_i$ для различных моментов времени не подобны, причем с уменьшением времени степень нелинейности кривых становится меньшей и при $t = 0$ кривая трансформируется в прямую $\dot{\delta}_i = \tau_i/\eta_0$.

Таким образом, уравнение деформирования /26/ описывает в зависимости от величины напряжения все встречающиеся в реальном грунте процессы деформирования, причем переход от одного вида деформирования к другому обуславливается величиной напряжения. Следует выделить два критических значения

напряжения, которые можно назвать первым и вторым пределом текучести

$$\tau_{S(1)} = \tau_0 \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1}; \quad \tau_{S(2)} = \tau_0 \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad /39/$$

Значение $\tau_{S(1)}$ соответствует $n = 1$ и при напряжениях $\tau_i < \tau_{S(1)}$ ползуচ্ছেт имеет затухающий характер (кривая 7, рис.5). Значение $\tau_{S(2)}$ соответствует $n = 0$ и при $\tau_{S(1)} < \tau_i < \tau_{S(2)}$ развивается незатухающая /вековая/ ползуচ্ছেт с уменьшающейся скоростью (кривые 6 и 5, рис.5), при $\tau_i = \tau_{S(2)}$ имеет место течение с постоянной скоростью (кривая 4, рис.5), а при $\tau_i > \tau_{S(2)}$ возникает течение с возрастающей скоростью (кривые 1, 2, 3 рис.5). Отметим, что в свете сказанного предел $\tau_{S(2)}$ может быть уподоблен пределу длительной прочности τ_{∞} , хотя следует иметь в виду, что это понятие является в определенной мере условным.

Отметим одну особенность показателя степени $n(\tau)$ в формуле /26/. В своих опытах С.Р.Месчан получил, что показатель степени n в уравнении ползучести типа $\delta_i = Nt^n$ оказывается независимым от величины среднего нормального напряжения σ_m , если принять отношение $\tau_i/\tau_0 = Const$. Этот факт хорошо соответствует структуре параметра $n(\tau)$ в формуле /26/. Действительно, поскольку $\tau_i/\tau_0 = \frac{\tau_i/\tau_0}{1 - \tau_i/\tau_0} [1 + \sigma_m/\mu_0]^{-\lambda_2}$,

то при $\tau_i/\tau_0 = Const$ получим

$$n(\tau) = \lambda_2 - \lambda_1 \left[\frac{\tau_i/\tau_0}{1 - \tau_i/\tau_0} \right] = Const.$$

В заключение отметим, что формулы /24/ и /26/ сопоставляясь с данными экспериментов и дали вполне удовлетворительное совпадение. Результаты сопоставления, а также методика обработки опытных данных приведены в статье С.С.Вялова и М.Э. Слепака, помещенной в настоящем сборнике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вялов С.С., Пекарская Н.К., Максимьяк Р.В. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. "Основания, фундаменты и механика грунтов", № 1, 1970.
2. Вялов С.С., Зарецкий В.К., Максимьяк Р.В., Пекарская Н.К. Кинетика структурных деформаций и разрушения глини. Труды к УШ Межд. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., Стройиздат, 1973.
3. Чудновский А.И. О разрушении макротел. Сб. "Исследования по упругости и пластичности". Изд. ЛГУ, 1973.
4. Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.К. Кинетическая природа твердых тел. "Наука", М., 1974.
5. Вялов С.С. Закономерности длительной прочности грунтов. Труды к УП Межд. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., Стройиздат, 1969.

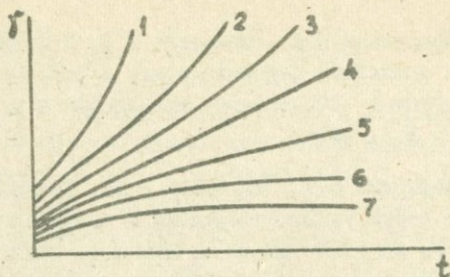


Рис.1. Кривые поллучести при различных напряжениях:
 1) $n(t) < -1$, 2) $n(t) = -1$, 3) $n(t) > -1$,
 4) $n(t) = 0$, 5) $n(t) < 1$, 6) $n(t) = 1$, 7) $n(t) > 1$.

а.

б.

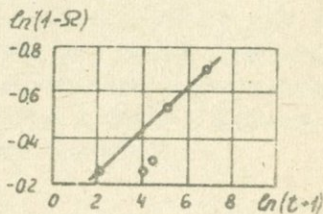
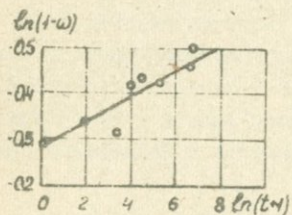
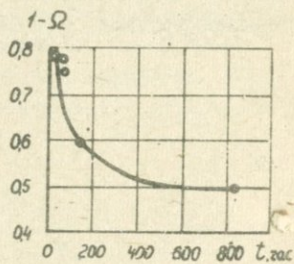
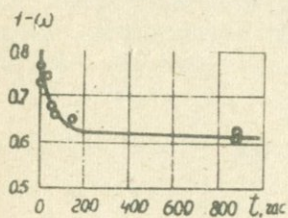


Рис.2. Изменение микроструктуры грунта в процессе деформирования

а - изменение степени поврежденности структуры.

б - изменение степени переориентации частиц / диаметр

Р.В.Максимчук/.

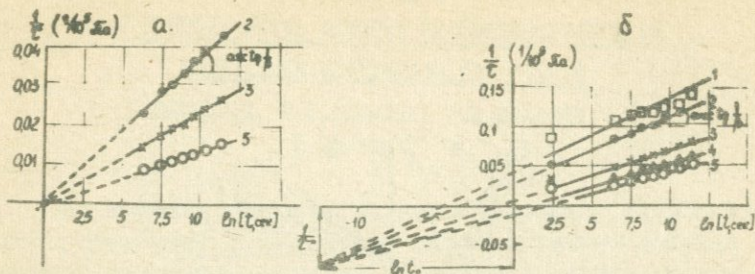


Рис.3. Спрямленные кривые длительной прочности грунта при различной его температуре: 1 - плюс 20°; 2 - минус 5°; 3 - минус 10°; 4 - минус 15°; 5 - минус 20°С.
 а - испытание на одноосное сжатие, сугесь;
 б - испытание на сцепление, глина.

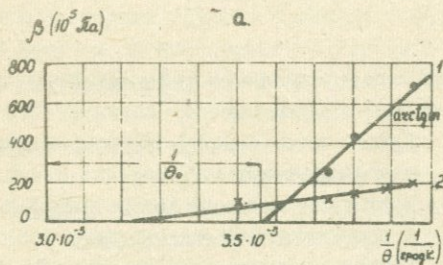


Рис.4. Зависимость параметра β от температуры /°К/ грунта.
 1. Испытание на сжатие, сугесь;
 2. Испытание на сцепление, глина.

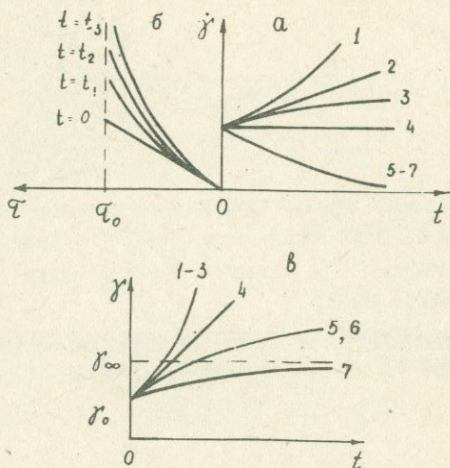


Рис.5. Зависимость процесса деформирования от величины напряжения σ_i
 а - Кривые изменения во времени скорости деформирования $\dot{\gamma}_i$;
 б - Кривые зависимости между напряжением и скоростью деформирования;
 в - Кривые развития деформаций γ_i во времени.

К ВОПРОСУ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ СОСТОЯНИЯ ГРУНТА НА
ДЕФОРМАЦИИ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ СДВИГЕ

С.Р.МЕСЧЯН, Р.Г.БАДАЛЯН, Р.П.МАЛАКЯН
(Ереван)

Для прогноза деформации оснований подпорных гидротехнических сооружений, естественных склонов и откосов земляных сооружений во времени, сложенных из глинистых грунтов, представляет исключительно большой интерес исследования закономерностей деформируемости во времени (ползучести) указанных грунтов.

Деформации ползучести глинистых грунтов вообще, а при сдвиге в особенности, являются весьма сложными явлениями, которые обусловлены множеством внешних искусственных и природных факторов. К числу этих факторов в первую очередь следует отнести состояние (плотность-влажность и структурная прочность) грунта [2], которое изменяясь улучшает или ухудшает его механические свойства.

Одним из наиболее важных факторов, приводящих к существенному изменению состояния грунтов является внешняя уплотняющая нагрузка. При простом сдвиге состояние грунта в основном определяется величиной и длительностью действия уплотняющей нагрузки σ_2 . Поэтому величина σ_2 нами принята, как интегральный показатель состояния грунта [3,4].

Вопрос учета влияния изменяемости состояния глинистых грунтов на их деформации ползучести сдвига впервые был рассмотрен одним из авторов этой статьи в 1960г. [3]. Поскольку опыты были проведены на приборах одноплоскостного среза Н.Н.Маслова - Ю.Ю.Лурье [2], эта работа носила методический характер. В дальнейшем, в целях получения как качественных, так и количественных данных о влиянии начального состояния на деформации сдвига глинистых грунтов различного происхождения, генезиса и состояния, была выполнена аналогичная работа с использованием приборов, которые, по нашему мнению, в наибольшей степени отвечают требованиям, предъявляемым к ним [5].

1. Были испытаны четыре серии образцов-близнецов киевской глины естественного сложения в четырех различных состояниях. Основные показатели физических свойств грунта приведены в таблице 1. Опыты проведены в приборах кручения модели М - 5

конструкции одного из авторов этой статьи [5]. Испытаны сплошные, плоские, круглые образцы диаметром $d = 101$ мм, высотой $h = 24$ мм.

Таблица 1.

Наименование грунта	Удельный вес $\gamma_{уд.}$ ср. г/см^3	Объемный вес $\gamma_{ср.}$ г/см^3	Влажность $w_{ср.}$ %	Козф. пористости $\epsilon_{ср}$	Пределы пластичности		
					предел текучести	предел раскатывания	число пластичности
глина киевская	2,67	1,85	26,2	0,817	53,7	33,3	20,4

Каждая серия образцов-близнецов была вырезана из одного монолита размерами 30 x 30 x 30 см и подвергнута предварительному полному водонасыщению и обжатию при помощи вертикальной уплотняющей нагрузки, прикладываемой ступенями по $0,5 \text{ кгс/см}^2$.

После условной стабилизации деформации уплотнения вертикальная нагрузка указанных четырех серий образцов-близнецов была доведена до 3,2, 5,5, 8,0 и 12,0 кгс/см^2 соответственно. Исследования деформации ползучести при сдвиге были выполнены под действием указанных четырех значений уплотняющего напряжения после полного завершения процесса восстановления деформаций набухания. Предварительное уплотнение образцов-близнецов длилось 41 день.

Испытаны 52 образца, в том числе при $\sigma_z = 3,2 \text{ кгс/см}^2$ - 12, при $\sigma_z = 5,5 \text{ кгс/см}^2$ - 14, при $\sigma_z = 8,0 \text{ кгс/см}^2$ - 16 и при $\sigma_z = 12,0 \text{ кгс/см}^2$ - 10 образцов-близнецов. При каждом значении предварительно определены мгновенные ($\tau_{мгн}$) и стандартные ($\tau_{ст}$) сопротивления грунта сдвигу, а затем проведены испытания на ползучесть образцов-близнецов при различных постоянных значениях относительных касательных напряжений $\tau / \tau_{мгн}$.

Результаты определения $\tau_{мгн}$ и $\tau_{ст}$ указанных четырех состояний грунта приведены в таблице 2.

Таблица 2.

$\sigma_z, \text{кгс/см}^2$	3,2	5,5	8,0	12,0
$\tau_{\text{МГН}}, \text{кгс/см}^2$	3,06	3,9	4,37	5,99
$\tau_{\text{СТ}}, \text{кгс/см}^2$	2,73	3,19	3,96	-

Экспериментальные кривые ползучести всех четырех состояний грунта на рис. 1 показаны сплошными линиями.

Отметим, что величины относительных деформаций сдвига γ_n замерялись на наружных гранях испытываемых образцов, а касательные напряжения τ , действующие на местах замера γ_n , определялись по экспериментальной кривой $\gamma_n = f(M_{\text{кр}})$ по известному решению задачи нелинейной теории упругости [10].

Семейства экспериментальных кривых ползучести описаны по выражению [1]:

$$\gamma_n(t) = \omega(t) \cdot F(\tau). \quad (1)$$

где $\omega(t)$ — мера ползучести (деформация ползучести при $\tau = 1$); $F(\tau)$ — функция касательного напряжения, учитывающая нелинейную зависимость между деформациями ползучести и касательными напряжениями и удовлетворяющая условию $F(1) = 1$.

Зависимость $\gamma_n = f_1(\tau)$ при всех значениях σ_z описаны степенной функцией [4,5]:

$$\gamma_n = B \cdot \tau^n, \quad (2)$$

тогда функция касательного напряжения записывается в следующем простом виде:

$$F(\tau) = \tau^n. \quad (3)$$

Значения параметров B и n выражения (2), определенные из четырех семейств экспериментальных кривых ползучести приведены в таблице 3. Пример кривой, построенной по выражению (2), приведен на левой части графика рис. 2 в виде штриховой линии.

Интересно отметить, что, как и во всех ранее выполненных работах [4], зависимость $\gamma_n = f_1(\tau)$ хорошо аппроксимируется ломанной линией. Это свидетельствует о наличии двух линейных областей деформирования.

Выражения мер ползучести $\omega(t)$ для каждого σ_z определяли из известного соотношения

$$\omega(t) = \frac{\gamma_n(t, \tau_1 = \text{const})}{F(\tau_1 = \text{const})}, \quad (4)$$

где $\gamma_n(t, \tau_1 = \text{const})$ - аналитическое выражение экспериментальной кривой ползучести при данном (не равном единице $\tau_1 \neq 1$) постоянном значении касательного напряжения;

$F(\tau_1 = \text{const})$ - функция касательного напряжения при том же значении касательного напряжения τ_1 .

Таблица 3

σ_z , кг/см ²	3,2	5,5	8,0	12,0
B	0,001908	0,001266	0,001554	0,000611
n	2,995	2,866	2,931	2,931

Экспериментальные кривые ползучести описаны степенными функциями вида

$$\gamma_n = A_0 \cdot t^{m_0}. \quad (5)$$

По результатам определения функций касательных напряжений и описания экспериментальных кривых ползучести простого сдвига глины при четырех различных состояниях (σ_z) по выражению (4) определены меры ползучести в виде следующей степенной функции

$$\omega(t) = A \cdot t^m. \quad (6)$$

Значения параметров A и m выражений (6), определенные в четырех различных начальных состояниях грунта, приведены в таблице 4.

σ_z , кг/см ²	A	m	n
3,2	0,00144	0,075	2,995
5,5	0,000816	0,147	2,866
8,0	0,000985	0,126	2,931
12,0	0,000432	0,116	2,931
Средние значения	-	0,116	2,931

Судя по величинам (таблица 4), входящих в выражения (3) и (6), они являются функциями состояния грунта, характеризуемого величиной σ_z . Поэтому, как и ранее [3,4], выражение (I) записано в следующем виде:

$$Y_n(t, \sigma_z) = \omega(t, \sigma_z) \cdot F(\xi, \sigma_z), \quad (7)$$

или учитывая (3) и (6):

$$Y_n(t, \sigma_z) = A(\sigma_z) \cdot t^{m(\sigma_z)} \cdot \xi^{n(\sigma_z)}, \quad (8)$$

где $\omega(t, \sigma_z)$ и $F(\xi, \sigma_z)$ - зависящее от состояния грунта мера ползучести простого сдвига и функция касательного напряжения; $A(\sigma_z)$, $m(\sigma_z)$ и $n(\sigma_z)$ - зависят от σ_z и определяются из эксперимента.

Для определения зависящей от σ_z меры ползучести $\omega(t, \sigma_z)$ по выражению (6) построено семейство кривых мер ползучести, которые на рис. 3 показаны сплошными линиями. На левой части того же рисунка штриховой линией показана кривая изменчивости A в зависимости от σ_z .

Таким образом, для получения выражения меры ползучести $\omega(t, \sigma_z)$ следует определить входящие в это выражение функции $A = A(\sigma_z)$ и $m = m(\sigma_z)$. Однако, учитывая зависимость параметра $m_0 = f(\xi)$ от величины касательного напряжения и использование его среднего значения при описании семейства экспериментальных кривых ползучести, выражения меры ползучести можно будет несколько упростить. В частности, для этого можно воспользоваться средним значением параметра $m = 0,116$ (таблица 4).

Тогда, если $A = A(\sigma_z)$ представить в виде [4] :

$$A(\sigma_z) = A_\infty + \frac{B}{\sigma_z + B_1} = 0,000001 + \frac{0,00718}{\sigma_z + 1,874} \quad (9)$$

выражение меры ползучести примет следующий вид:

$$\omega(t, \sigma_z) = (0,000001 + \frac{0,00718}{\sigma_z + 1,874}) \cdot t^{0,116} \quad (10)$$

Кривые мер ползучести, построенные по выражению (10), на правой части рис. 3 показаны штриховыми линиями.

Наконец, учитывая, что показатель степени функции касательного напряжения n практически не зависит от σ_z и, поэтому, в (8) можно ввести его среднее значение $n_{cp} = 2,931$ (табл.4), выражение деформации ползучести (8) запишется в следующем окончательном виде:

$$\gamma_n(t, \sigma_z) = (0,000001 + \frac{0,00718}{\sigma_z + 1,874}) \cdot t^{0,116} \cdot n^{2,931} \quad (11)$$

Результаты описания всех четырех семейств экспериментальных кривых ползучести по выражению (11) на рис. 1 показаны штриховыми линиями.

Описание четырех семейств экспериментальных кривых ползучести по выражению (11) показало, что его можно считать вполне удовлетворительным. Однако, если бы не было сделано допущение о независимости параметра m от σ_z , это описание было бы значительно лучше. Еще лучшего результата можно было добиться при раздельном описании семейств кривых ползучести двух линейных областей деформирования.

В заключение хотим обратить внимание не один, а наш взгляд очень интересную закономерность ползучести глинистого грунта при сдвиге.

На основании проведенных нами экспериментов установлено, что деформации ползучести, определенные при одних и тех же относительных крутящих моментах (касательных напряжениях) практически не зависят от σ_z - от состояния грунта (таблица 5).

Таблица 5

кгс/см ² σ_z	ξ $\xi_{\text{МРН}}$	$\frac{(\xi)}{\xi_{\text{МРН}}}$ ср	кгс/см ² ξ	A_0	$A_{0,\text{ср}}$	m_0	$m_{0,\text{ср}}$
3,2	0,48		1,47	0,0030		0,183	
5,5	0,48		1,89	0,0008		0,182	
8,0	0,55	0,51	2,42	0,0033	0,003	0,197	0,187
12,0	0,53		3,20	0,0028		0,357	
3,2	0,58		1,79	0,0087		0,089	
5,5	0,76		2,95	0,023		0,098	
8,0	0,64	0,66	2,78	0,018	0,022	0,126	0,107
12,0	0,64		3,82	0,22		0,116	
3,2	0,83		2,53	0,23		0,091	
5,5	0,91		3,55	0,036		0,094	
8,0	0,90	0,89	3,96	0,062	0,046	0,066	0,086
12,0	0,91		5,43	0,065		0,092	

П. Для проверки изложенных выше результатов и, в случае подтверждения, предложения пути упрощенного определения параметров ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом изменчивости их состояния плотности-влажности, в лаборатории экспериментальной реологии кафедры "Общая и прикладная геология" Брванского государственного университета, проведено исследование ползучести при сдвиге новомихайловского сугинка (из Тимени) ленточной текстуры.

Данные о стандартном сопротивлении этого грунта сдвигу (по ГОСТ 12248-66) при различных ориентациях слоев, определенные испытанием на кручение сплошных образцов на приборах М-5 [5] в условиях многоплоскостного среза, приведены в таблице 6. Для сравнения были определены также сопротивления сдвигу образцов нарушенного сложения при сохранении естественной влажности и объемного веса. Опыты проводились при одном значении уплотняющего давления $\sigma_z = 5,0$ кгс/см².

Таблица 6

Ориентация слоев	Количество опытов	$M_{\text{пр,ст}}$ кгс.см	Сопротивление сдвигу ($\tau_{\text{ст}}$), кгс/см ² .
Под углом 45°	6	489,9	1,81
Вертикальная	2	409,5	1,52
Горизонтальная	3	368,5	1,36
Нарушенного сложения	2	317,0	1,18

В виду явной анизотропии грунта, по предложению профессора С.С.Вялова, была исследована ползучесть новомихайловского суглинка в перебитом состоянии с сохранением естественной влажности и объемного веса. Опыты проведены в трех различных состояниях грунта - при трех различных значениях уплотняющего напряжения $\bar{\sigma}_z = 3,0$ 5,0 и 8,0 кгс/см². В целях сравнения была выполнена еще одна серия опытов испытания грунта естественного сложения при горизонтальном расположении слоев в трех указанных выше состояниях и одинаковых относительных касательных напряжениях $\tau / \tau_{\text{ст}} = 0,66$ ($M_{\text{пр}} / M_{\text{пр,ст}} = 0,6$).

Образцы естественного сложения были вырезаны из одного монолита, а из оставшегося грунта были изготовлены образцы нарушенного сложения.

Испытание образцов, как и ранее [6], проводилось на приборе М-5 после полного водонасыщения и завершения процесса уплотнения. До опыта на сдвиг (кручение) серии образцов-близнецов уплотнялись нагрузками $\bar{\sigma}_{z,n} = 4,0$ 6,0 и 9,0 кгс/см², затем разгружались до $\bar{\sigma}_z = 3,0$ 5,0 и 8,0 кгс/см² соответственно и испытывались под действием этих нагрузок.

Данные об основных физических свойствах и стандартном сопротивлении сдвигу образцов естественного и нарушенного сложения приведены в таблице 7. Повторность опытов двухкратная.

кгс/см ² G _z	Удельный вес, г/см ³	объемный вес, г/см ³		Влажность, %		τ _{ст.} кгс/см ²	
		с л о ж е н и е					
		естест.	наруш.	естест.	наруш.	естест.	наруш.
3,0	2,61	1,66	1,74	34,8	32,9	1,27	1,27
5,0	"	"	1,64	"	"	1,76	1,75
8,0	"	"	1,69	"	"	2,65	2,66

Кривые ползучести образцов естественного сложения, определенные в указанных выше трех состояниях при одном и том же $M_{кр}/M_{пр,ст} = 0,6$, приведены на рис. 4. Семейства кривых ползучести прямого грунта, определенные испытанием трех серий образцов-близнецов в трех их состояниях при трех различных относительных крутящих моментах $M_{кр}/M_{пр,ст} = 0,3, 0,6$ и $0,8$ (относительных касательных напряжениях $\tau/\tau_{ст} = 0,40, 0,65$ и $0,92$) на рис. 5 показаны сплошными линиями.

Сопоставление экспериментальных кривых ползучести, приведенных на рис. 4 показывает, что они практически совпадают. Это является еще одним доказательством того, что во всех состояниях грунта деформации ползучести при одинаковых относительных касательных напряжениях $\tau/\tau_{ст} = const$ практически равны. Из сопоставления экспериментальных кривых рис. 5 с аналогичными кривыми, определенными испытанием образцов нарушенного сложения с сохранением естественной влажности и объемного веса (обладающих практически одинаковыми сопротивлениями сдвигу) также следует, что они практически совпадают. Следовательно, в рассматриваемом случае коэффициент перехода от данных испытания образцов нарушенного сложения к данным испытания образцов естественного сложения примерно равен единице.

Как и во всех выполненных ранее работах [4,5], здесь также зависимость $M_{кр} - \gamma_n$ ($\tau - \gamma_n$) хорошо аппроксимируется ломаной линией с двумя линейными участками. Для примера на первой части рис. 6 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые ползучести, определенные при постоянных и переменных (возрастающих степенями) касательных напряжениях, а на левой

эго части сплошной линией показана зависимость $M_{кр} - \gamma_a$, построенная по экспериментальным кривым ползучести для $t = 24$ дн. Там же штриховой линией показана кривая аппроксимации, выполненной степенной функцией вида (2).

Опытами установлено, что как и в рассмотренном выше случае испытания киевской глины [6] показатель степени и функции касательного напряжения $F(\tau)$ (3) практически не зависит от состояния грунта - от σ_z (см. таблицу 8).

Таблица 8

σ_z , кгс/см ²	3,0	5,0	8,0	Среднее значение
n	2,229	2,000	2,285	2,205

На правой части рис. 6 штриховыми линиями показаны результаты описания кривых ползучести при $\tau = const$ по выражению (5) приведены в таблице 9.

Таблица 9

σ_z , кгс/см ²	$\frac{\tau}{\tau_{ст}}$	$(\frac{\tau}{\tau_{ст}})_{ср}$	ξ , кгс/см ²	A_0	$A_{0,ср}$	m_0	$m_{0,ср}$
3,0	0,40		0,51	0,00155		0,166	
5,0	0,40	0,40	0,70	0,00396	0,00172	0,155	0,163
8,0	0,41		1,08	0,00188		0,168	
3,0	0,65		0,83	0,01761		0,110	
5,0	0,68	0,66	1,19	0,01547	0,01641	0,125	0,117
8,0	0,65		1,73	0,01615		0,116	
3,0	0,92		1,17	0,04501		0,048	
5,0	0,95	0,93	1,66	0,03491	0,041	0,066	0,060
8,0	0,92		2,44	0,04308		0,066	

Приведенные в таблицах 8 и 9 данные подтверждают полностью правильность изложенных выше выводов о закономерностях ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом изменяемости их состояния плотности-влажности вследствие действия σ_z .

Основной, ранее неизвестной закономерностью ползучести глинистых грунтов, выявленной в результате изложенных выше исследований, является независимость деформации ползучести от состояния

плотности-влажности при одинаковых значениях относительных касательных напряжений (относительных крутящих моментов).

Из таблицы 9 следует также, что как и ранее [4,5] показатель степени m_0 в данном заданном состоянии грунта не является величиной постоянной и зависит от величины (уровня) касательного напряжения. Это говорит о неподобии кривых ползучести. Например при $\sigma_z = 3,0 \text{ кгс/см}^2$ и $\tau / \tau_{\text{ст}} = 0,4; 0,67$ и $0,93$ этот показатель принимает следующие значения соответственно: $m_0 = 0,166; 0,110$ и $0,048$. Ясно, что для наиболее точной аппроксимации семейств кривых ползучести следует в (5) вместо m_0 записать $m_0 (\tau / \tau_{\text{ст}})$, как видно из таблицы 9, во всех состояниях грунта будет практически одинаковой.

m_0 В соответствии с изложенным выше выражение деформации ползучести грунта при сдвиге $\gamma_n(t)$ для любого его состояния плотности-влажности (или σ_z) можно будет записать в следующей форме

$$\gamma_n(t) = \omega(t) \cdot F(\tau / \tau_{\text{сд}}) \quad (12)$$

где $\omega(t)$ - мера ползучести деформации сдвига некоторого заданного состояния плотности-влажности грунта-уплотняющего напряжения σ_z , $F(\tau / \tau_{\text{сд}})$ - функция относительного касательного напряжения; $\tau_{\text{сд}}$ - начальное (мгновенное $\tau_{\text{мгн}}$ или стандартное $\tau_{\text{ст}}$ сопротивления грунта сдвигу) определяемое по закону Кулона

$$\tau_{\text{сд}} = \sigma_z \cdot \text{tg} \varphi + c \quad (13)$$

Тогда соотношение (12), с учетом (13), примет следующий вид:

$$\gamma_n(t) = \omega(t) \cdot F\left(\frac{\tau}{\sigma_z \cdot \text{tg} \varphi + c}\right) \quad (14)$$

Учитывая (3), выражение (14) можно представить в таком виде

$$\gamma_n(t) = \omega(t) \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_z \cdot \text{tg} \varphi + c}\right)^n \quad (15)$$

Из (15) следует, что для определения деформации сдвига грунта во времени с учетом изменчивости его состояния плотности-влажности (уплотняющего напряжения σ_z) достаточно иметь одно (вместо трех и более) семейство кривых ползучести (рис.6) и диаграмму сдвига (рис. 7). Из семейства кривых ползучести определим меру ползучести $\omega(t)$ и функцию относительного

касательного напряжения $F(\tau / \tau_{cg})$, а из диаграммы сдвига параметры сопротивления грунта сдвигу φ и c .

По существующим понятиям [1,5] мера ползучести $\omega(t)$ является деформацией ползучести при единичном напряжении $\tilde{\tau} = 1$. В данном случае, когда вместо касательного напряжения τ используется относительное касательное напряжение $\tilde{\tau} / \tau_{cg}$, то по аналогии меру ползучести следует отнести к единичному относительному касательному напряжению $\tilde{\tau} / \tau_{cg} = 1$. В этом случае меру ползучести данного состояния определим из следующего соотношения:

$$\omega(t) = \frac{Y_n(t)}{F(\tilde{\tau} / \tau_{cg})} = \frac{Y_n(t)}{(\tilde{\tau} / \tau_{cg})^n}, \quad (16)$$

где $Y_n(t)$ - деформация ползучести при данном постоянном относительном касательном напряжении, меньшем единицы $\tilde{\tau} / \tau_{cg} < 1$ (рис.5), $F(\tilde{\tau} / \tau_{cg})$ - функция относительного касательного напряжения при том же $\tilde{\tau} / \tau_{cg}$, определяемой по кривой $Y_n = f_1(\tau)$.

Очевидно, что кривая меры ползучести при $\tilde{\tau} / \tau_{cg} = 1$ является фиктивной, используемой только для определения деформации ползучести при $\tilde{\tau} / \tau_{cg} < 1$ во всех состояниях плотности - влажности грунта (при всех σ_z).

За меру ползучести при сдвиге можно принять также деформацию материала во времени при каком либо конкретном значении постоянного относительного касательного напряжения, использованного для определения экспериментальной кривой ползучести (рис.5). Например, для примера рис. 6 этим значением может служить $\tilde{\tau} / \tau_{ct} = 0,65$. Очевидно, что при этом должно быть удовлетворено условие $F(\frac{\tilde{\tau}}{\tau_{ct}} = 0,65) = 1$.

Если зависимость $Y_{II} = f_2(\tilde{\tau} / \tau_{ct})$ (рис. 6) представить степенной функцией вида

$$Y_n = B \cdot (\tilde{\tau} / \tau_{ct})^n, \quad (17)$$

то функцию относительного касательного напряжения можно будет определить из следующего выражения:

$$F(\tilde{\tau} / \tau_{ct}) = \frac{B \cdot (\tilde{\tau} / \tau_{ct})^n}{Y_n(\tilde{\tau} / \tau_{ct} = 0,65)} = B_I \cdot (\tilde{\tau} / \tau_{ct})^n, \quad (18)$$

где $Y_n(\tilde{\tau} / \tau_{ct} = 0,65)$ - деформация ползучести грунта при относительном касательном напряжении $\tilde{\tau} / \tau_{ct} = 0,65$ в данный фиксированный момент времени.

Очевидно, что при определении $F(\tau/\tau_{ст})$ по выражению (18) условие $F(\tau/\tau_{ст}=0,65) = 1$ выполняется полностью.

Для доказательства правильности высказанных выше соображений воспользуемся результатами исследования ползучести ковчонихаловского суглинка (рис.5) нарушенного сложения в трех различных значениях уплотняющего напряжения $\sigma_z = 3,0, 5,0$ и $8,0$ кгс/см² (таблица 9).

В соответствии с изложенным выше использованы результаты описания только одного семейства экспериментальных кривых ползучести, определенного при $\sigma_z = 8,0$ кгс/см² (рис.6). Здесь за меру ползучести принята деформация ползучести при $\tau/\tau_{ст}=0,65$ (таблица 9). Выражение меры ползучести имеет следующий вид:

$$\omega(t) = A \cdot t^m = 0,01615 \cdot t^{0,116} \quad (19)$$

Кривая меры ползучести, построенная по выражению (19), на рис. 6 показана штрих-треугольниками.

Зависимость $\gamma_n = f_2(\tau/\tau_{ст})$ для $t = 24$ дня представлена отечественной функцией (20):

$$\gamma_n = B(\tau/\tau_{ст})^N = 0,06129 \cdot (\tau/\tau_{ст})^{2,285} \quad (20)$$

а функция относительного касательного напряжения ^{определена} из следующего соотношения

$$F(\tau/\tau_{ст}) = \frac{0,06129 (\tau/\tau_{ст})^{2,285}}{0,0229} = 2,67642 \cdot (\tau/\tau_{ст})^{2,285} \quad (21)$$

где 0,0229 - деформация сдвига при $\tau/\tau_{ст}=0,65$ в заданный фиксированный момент времени.

Учитывая (19) и (21), выражение (12) запишется следующим образом:

$$\gamma_n(t) = 0,043224 \cdot t^{0,116} \cdot (\tau/\tau_{ст})^{2,285} \quad (22)$$

Кривая, построенная по выражению (22), на левой части рис. 6 показана штриховой линией, а кривые ползучести, определенные по соотношению (22), для $\tau/\tau_{ст}=0,41$ и $0,92$ на правой части рис. 6 показаны штрих-треугольниками.

Для определения диаграммы сдвига (рис.7) попарно испытаны шесть образцов грунта под действием трех нормальных напряжений $\sigma_z = 3,0, 5,0$ и $8,0$ кгс/см². Результаты испытания образцов по определению параметров сопротивления грунта сдвигу сведены

Таблица 10

σ_z , кгс/см ²	3,0	5,0	8,0
$\zeta_{ст}$	1,27	1,75	2,66
ψ°	15° 30'		
c , кгс/см ²	0,41		

Используя данные таблицы 10, а также имея в виду (15), соотношение (22) примет следующий окончательный вид

$$\gamma_n(t, \sigma_z) = 0,043224 \cdot t^{0,116} \cdot \left(\frac{\zeta}{\sigma_z \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 30' + 0,41} \right)^{2,285} \quad (23)$$

На рис. 5 штрих-треугольниками показаны кривые ползучести, построенные по выражению (23). Там же штриховыми линиями отмечены кривые, определенные по выражению (24)

$$\begin{aligned} \gamma_n(t, \sigma_z) &= \omega(t, \sigma_z) \cdot F(\zeta) = \\ &= \left(0,00091 + \frac{0,6606}{10,05 + \sigma_z^{2,5}} \right) \cdot t^{0,117} \cdot \zeta^{2,205} \quad (24) \end{aligned}$$

полученному на основании описания всех трех семейств кривых ползучести (рис 5) по методу, который подробно был рассмотрен выше при рассмотрении результатов исследования ползучести киевской глины [6].

Из сопоставления (23) и (24) следует, что их сложность одного порядка. Результаты описания семейств экспериментальных кривых ползучести (рис.5) выражениями (23) и (24) показывает, что они практически не отличаются друг от друга. Следовательно соотношение (15) может быть успешно использовано для определения деформации сдвига во времени с учетом изменчивости состояния грунта под действием уплотняющего напряжения σ_z , так и для решения практически важных задач с учетом этого важного фактора.

Простота и большое преимущество изложенного выше метода определения уравнения ползучести глинистых грунтов с учетом

изменяемости их состояния по сравнению с тем, который был рассмотрен при описании семейств экспериментальных кривых ползучести киевской глины [6], не вызывает никакого сомнения.

Отметим, что при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести и определении выражения меры ползучести деформации сдвига использована упрощенная форма записи закона деформирования в виде степенной функции (6) [7]. Совершенно понятно, что вместо (6) могут быть использованы другие выражения, которые более точно описывают этот процесс [4,5]. Это относится и к выражению функции относительного касательного напряжения (18).

Отметим, ^{также} что выражение (15) можно существенно упростить, а описание семейств экспериментальных кривых ползучести значительно улучшить, если кривую $\gamma_n - \tau / \tau_{c\gamma}$ разбить на две линейные области (рис.6) [8]. В этом случае для первой линейной области ($\tau / \tau_{c\gamma} \leq \tau_{np} / \tau_{c\gamma}$) будем иметь

$$\gamma^I(t, \sigma_2) = \omega^I(t) \cdot \left[\frac{\tau}{\tau_{c\gamma}(\sigma_2)} \right], \quad (25)$$

а для второй линейной области ($\tau_{np} / \tau_{c\gamma} \leq \tau / \tau_{c\gamma} < 1$)

$$\gamma^{II}(t, \sigma_2) = \omega^{II}(t) \cdot \left[\frac{\tau - \tau'}{\tau_{c\gamma}(\sigma_2)} \right], \quad (26)$$

где $\omega^I(t)$ и $\omega^{II}(t)$ - меры ползучести двух линейных областей деформирования; $\tau_{np} / \tau_{c\gamma}$ - предельные относительные касательные напряжения [4,5], $\tau' / \tau_{c\gamma}$ - отрезок, отсекаемой прямой второго линейного участка зависимости $\gamma - \tau / \tau_{c\gamma}$ на оси относительных касательных напряжений (рис.6).

В том случае, когда деформация грунта протекает в соответствии с законом вязкого течения Ньютона выражение (12) можно записать в следующем виде

$$\gamma_n(t) = K_0 \cdot t \cdot \tau / \tau_{c\gamma}, \quad (27)$$

или

$$\gamma_n(t) = \frac{t}{\tau_0} \cdot \tau / \tau_{c\gamma}, \quad (28)$$

где K_0 и τ_0 - относительная скорость течения и коэффициент вязкости грунта, определяемые по экспериментальной кривой относительное касательное напряжение - относительная скорость деформации течения.

Следует ожидать, что полученные нами соотношения будут справедливыми также для выражения зависимости интенсивность деформации сдвига $\dot{\gamma}_i$ - интенсивность касательных напряжений τ_i - среднее нормальное напряжение σ_{cp} - время t .

III. Чтобы применить установленные выше закономерности деформирования для определения уравнения ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом влияния σ_z и проверить, предложенную одним из авторов доклада, методику определения параметров ползучести [8] выполнено испытание глинистого грунта (табл. II) нарушенного сложения на приборах М-5. Определены сопротивления образцов сдвигу при трех различных значениях уплотняющего напряжения $\sigma_z = 1,5, 2,5$ и $3,5$ кгс/см² (см. таблицу) и испытаны на ползучесть при указанных значениях σ_z по четыре образца-близнеца.

Таблица II

удельный вес ($\gamma_{уд}$), г/см ³	объемный вес (γ), г/см ³	влажность (W), %	коэф. пористости ϵ	Пределы пластичности		
				предел текучести	предел раскатывания	число пластичности
2,81	1,85	40,88	1,12	55,5	37,41	18,1

Таблица I2

σ_z , кгс/см ²	1,5	2,5	3,5
$\tau_{ст}$	0,55	0,83	1,11
ψ	15°41'		
c , кгс/см ²	0,12		

В каждом состоянии грунта пара образцов испытана на ползу -
 часть при одном постоянном относительном крутящем моменте $M_{кр}/$
 $M_{пр,ст}=0,6$ (относительное касательное напряжение $\tau / \tau_{ст}=0,62$),
 а вторая пара - при возрастающих ступенями относительных крутящих
 моментах $M_{кр}/M_{пр,ст}=0,3; 0,6$ и $0,8$ ($\tau / \tau_{ст}=0,4; 0,62$ и $0,89$).

На рис.8 приведены экспериментальные кривые ползучести, кото-
 рые полностью подтверждают полученные ранее результаты.

Для получения уравнения ползучести деформации сдвига с
 учетом влияния σ_z использованы экспериментальные кривые ползу-
 чести, определенные при $\sigma_z = 3,5$ кгс/см², показанные на рис. 9
 сплошными линиями. На левой части рис.9 показана кривая зависи-
 мости $\gamma_{п} = f_2(\tau / \tau_{ст})$, построенная по экспериментальной
 кривой ползучести, определенной при ступенчатом возрастании от-
 носительного касательного напряжения $\tau / \tau_{ст}$.

Зависимость $\gamma_{п} = f_2(\tau / \tau_{ст})$ представлена степенной функ-
 цией (17) (рис.10,а)

$$\gamma_{п} = B \cdot (\tau / \tau_{ст})^n = 0,093 \cdot (\tau / \tau_{ст})^{4,II}, \quad (29)$$

а функция относительного касательного напряжения в виде

$$F(\tau / \tau_{ст}) = (\tau / \tau_{ст})^{4,II}. \quad (30)$$

Выполнено описание экспериментальной кривой ползучести при
 $\tau / \tau_{ст}=0,62$ логарифмической зависимостью (рис.10,б)

$$\gamma_{п}(t, \tau / \tau_{ст}=0,62) = a + b \lg t = 0,0056 + 0,0049 \lg t \quad (31)$$

и, учитывая (30), определено выражение меры ползучести

$$\begin{aligned} \omega(t, \sigma_z = 3,5 \text{ кгс/см}^2) &= \frac{0,0056 + 0,0049 \lg t}{0,62^{4,II}} = \\ &= 0,04 + 0,035 \lg t. \end{aligned} \quad (32)$$

На основании (30) и (32) получено следующее выражение для
 деформации ползучести

$$\begin{aligned} \gamma_{п}(t) &= \omega(t) \cdot F(\tau / \tau_{ст}) = \\ &= (0,04 + 0,035 \lg t) \cdot (\tau / \tau_{ст})^{4,II} \end{aligned} \quad (33)$$

и учитывая, что стандартное сопротивление равно (см.рис.10, в

и табл. I2)

$$\tau_{ст} = G_z \cdot t g 15^{\circ} 41' + 0,12$$

соотношение (32) представлено в следующем окончательном виде

$$\gamma_n(t) = (0,04 + 0,035 \lg t) \left(\frac{\tau}{G_z \cdot t g 0,28 + 0,12} \right)^{4,11} \quad (34)$$

На трех графиках рис. II приведены экспериментальные кривые ползучести, определенные под действием трех различных уплотняющих напряжений $G_z = 1,5, 2,5$ и $3,5$ кгс/см² (сплошные линии) и их описание по выражению (34). На тех же графиках показаны кривые ползучести для $\tau / \tau_{ст} = 0,89$, построенные по выражению (34).

Результаты описания экспериментальных кривых ползучести выражением (34) полностью подтверждают целесообразность определения уравнения ползучести при сдвиге (с учетом влияния G_z) по изложенному методу. Они подтверждают также возможность использования метода [8] как для установления функции относительного напряжения, описания семейств экспериментальных кривых ползучести, так и для определения кривых ползучести для любого значения $\tau / \tau_{ст}$. Доказательством тому является хорошее описание процесса ползучести при ступенчато-возрастающем относительном касательном напряжении теорией старения [4,5] (на рис. II показано штрих - пунктиром).

Интересно отметить, что явление, аналогичное описанному выше, наблюдается и при исследовании сдвиговой термоползучести глинистых грунтов [9]. На рис. I2 видно, что действительно деформации ползучести, определенные при одних и тех же относительных крутящих моментах практически не зависят от температуры. Этот факт безусловно нуждается в проверке. Если он подтвердится и другими экспериментами поможет существенно облегчить определение параметров термоползучести и упростит уравнения термоползучести деформации сдвига.

IV. Для иллюстрации практического применения полученных закономерностей на простейшем примере рассмотрим задачу [2] определения скорости вязкой деформации грунтовой толщи, расположенной на неподвижной наклонной подстилающей поверхности (рис. I3). Задача решена без учета изменяемости состояния и деформационных свойств грунта под действием собственного веса.

Н.Н. Масловым [2] получено следующее выражение для определения скорости перемещения грунта

$$V_y = \frac{\gamma}{\eta} \cdot \left[H \cdot y - \frac{y^2}{2} \right] \cdot \sin \alpha, \quad (35)$$

где γ - объемный вес грунта; η - коэффициент вязкости; H - мощность слоя; y - текущая координата (рис.13). При $y = 0$ скорость течения на контактной поверхности $V_{y=0} = 0$.

Теперь запишем выражение изменяемости скорости перемещения грунта по глубине толщи исходя из изложенной выше закономерности его деформации при простом сдвиге

$$dV = \frac{\tau / \tau_{cs}}{\eta_0} dy. \quad (36)$$

Учитывая, что сопротивление грунта сдвигу

$$\tau_{cs} = G \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \gamma (H - y) \cdot f + c, \quad (37)$$

где $\operatorname{tg} \varphi = f$ - коэффициент трения; c - сцепление, то по аналогии [2] и (36) получим

$$dV = \frac{\gamma}{\eta_0} \sin \alpha \cdot \left(\frac{H - y}{\gamma (H - y) \cdot f + c} \right) dy. \quad (38)$$

Выполняя интегрирование в пределах $0 - y$ будем иметь следующее выражение для определения скорости перемещения грунта

$$V_y = \frac{1}{\eta_0 \cdot f} \cdot \sin \alpha \left[y + \frac{c}{f \cdot \gamma} \ln \left(\frac{H - y - c / f \cdot \gamma}{H - c / f \cdot \gamma} \right) \right], \quad (39)$$

удовлетворяющее условию $V_{y=0} = 0$

Для сопоставления выражений (35) и (39) определены скорости деформации наклонной грунтовой толщи или мощностью $H = 1000$ см для $y = 0, 250, 500, 750$ и 1000 см при следующих данных физико-механических свойств грунта (см. статью С. Р. Месячина, Р. Р. Галстяна и Р. Г. Бадаляна в этом сборнике): $\gamma = 0,00173$ кг/см³; $\varphi = 15^{\circ}30'$; $\operatorname{tg} \varphi = f = 0,268$; $c = 0,2$ кгс/см²; $\eta = 1,59 \cdot 10^7$ сек. кгс/см²; $\eta_0 = 5,495 \cdot 10^7$ сек. Угол наклона толщи $\alpha = 8^{\circ}30'$ (таблица 13)

Таблица 13

y, см	Скорость деформации V_y , см/сек	
	по формуле (35)	по формуле (39)
250	$3,57 \cdot 10^{-6}$	$1,72 \cdot 10^{-6}$
500	$6,12 \cdot 10^{-6}$	$3,20 \cdot 10^{-6}$
750	$7,65 \cdot 10^{-6}$	$4,38 \cdot 10^{-6}$
1000	$8,17 \cdot 10^{-6}$	$4,91 \cdot 10^{-6}$

Из таблицы 13 следует, что при учете изменчивости состояния (влияния σ_z) и, вследствие этого, изменчивости деформированных свойств грунта под действием собственного веса скорости деформации наклонной толщи существенно уменьшается.

Литература

1. Арутюнян Н.Х. - Некоторые вопросы теории ползучести. М.-Л., Госхимиздат, 1952
2. Маслов Н.Н. - Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., Изд-во "Высшая школа", 1968
3. Месчян С.Р. - Влияние уплотняющей нагрузки на деформативные свойства глинистых грунтов при сдвиге. ДАН Арм.ССР, 1960, т.31, № 4
4. Месчян С.Р. - Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, изд. АН Арм. ССР, 1967
5. Месчян С.Р. - Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., "Недра", 1974
6. Месчян С.Р., Бадалян Р.Г. - Влияние состояния грунта на деформации ползучести при сдвиге. "Гидротехническое строительство", 1975, №8
7. Месчян С.Р. - К вопросу об описании семейств кривых ползучести глинистых грунтов при сдвиге. "Изв. вузов Строительство и архитектура", 1974, № 4.
8. Месчян С.Р. - Метод определения кривых ползучести глинистых грунтов при сдвиге. ДАН Арм. ССР, 1972, т. 52, № 4
9. Месчян С.Р., Галстян Р.Р. - Исследование ползучести глинистого грунта при сдвиге с учетом температурных эффектов. Изв. АН Арм. ССР, "Механика", т. 26, № 2, 1973
10. Недаш А. - Пластичность и разрушение твердых тел. Изд. иностранной литературы, М., 1954

Подрисуночные подписи

- Рис. 1. Семейства экспериментальных кривых ползучести (сплошные линии) киевской глины 32-72 при четырех различных значениях уплотняющего напряжения σ_z и их описание (штриховые линии) по выражению (II).
- Рис. 2. Семейство экспериментальных кривых ползучести при $\sigma_z = 12 \text{ кгс/см}^2$, кривые зависимости $\gamma_{\text{п}} = f_1 (M_{\text{кр}})$, $\gamma_{\text{п}} = f_2 (\tau)$ (сплошные линии) и их описание (штриховая линия) по выражению (2).
- Рис. 3. Семейство кривых мер ползучести (сплошные линии) четырех состояний грунта, определенные по выражению (4), кривая зависимости $A = A(\sigma_z)$ (штриховая линия на левой части графика) и кривые мер ползучести (штриховые линии на правой части графика), описанные выражением (10).
- Рис. 4. Семейство экспериментальных кривых ползучести новомихайловского суглинка естественного сложения определенные при $\sigma_z = 3,0, 5,0$ и $8,0 \text{ кгс/см}^2$, $M_{\text{кр}} / M_{\text{пр,ст}} = 0,6 = \text{const}$.
- Рис. 5. Семейство экспериментальных кривых ползучести (сплошные линии) новомихайловского суглинка нарушенного сложения при трех различных значениях σ_z и их описание по выражениям (23) (штрих-треугольник) и (24) (штриховые линии).
- Рис. 6. Семейство экспериментальных кривых ползучести при $\sigma_z = 8,0 \text{ кгс/см}^2$, кривые зависимости $\gamma_{\text{п}} = f_2 (\tau / \tau_{\text{ст}})$. Эксперимент—сплошные линии, описания—штриховые линии.
- Рис. 7. Диаграмма сдвига новомихайловского суглинка.
- Рис. 8. Сводный график экспериментальных кривых ползучести грунта 46-75 нарушенного сложения, определенных при $\sigma_z = 1,5; 2,5$ и $3,5 \text{ кгс/см}^2$.
- Рис. 9. Экспериментальные кривые ползучести (сплошные линии), их описание по (33) (штриховые линии) и зависимость $\gamma_{\text{п}} = f_2 (\tau / \tau_{\text{ст}})$ по (29).

Рис. 10. Кривые $\lg \gamma_n - \lg \tau / \tau_{ст}$ (а), $\gamma_n - \lg t$ (б) при $\sigma_z = 3,5 \text{ кгс/см}^2$ и $\tau / \tau_{ст} = 0,62$ и диаграмма сдвига грунта 46-75 (в).

Рис. 11. Семейство экспериментальных кривых ползучести при $\sigma_z = 1,5; 2,5$ и $3,5 \text{ кгс/см}^2$ (сплошные линии) и их описание по выражению (34) (штриховые линии).

Рис. 12. Семейство кривых сдвиговой термползучести определено при $\sigma_z = 2,0 \text{ кгс/см}^2$, трех различных значений $T = 14^{\circ}, 21^{\circ}$ и 40° C и четырех различных значений относительного крутящего момента $M_{кр} / M_{пр,ст}$.

Рис. 13. Схема вязкого течения на деформированном склоне.

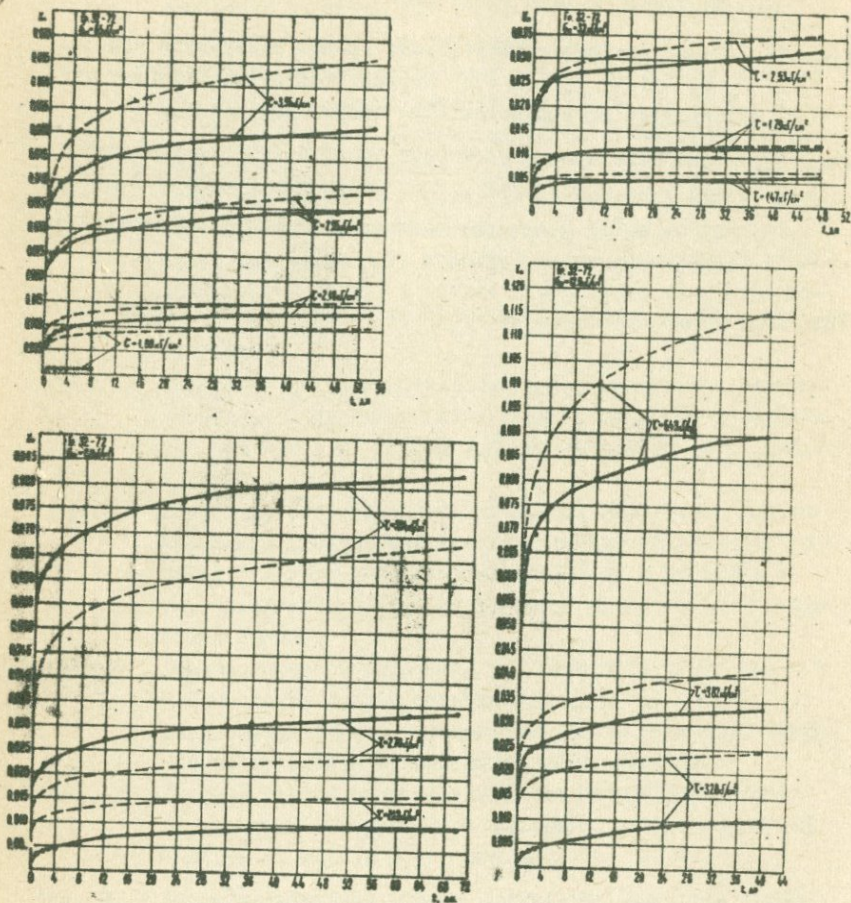


Рис. I

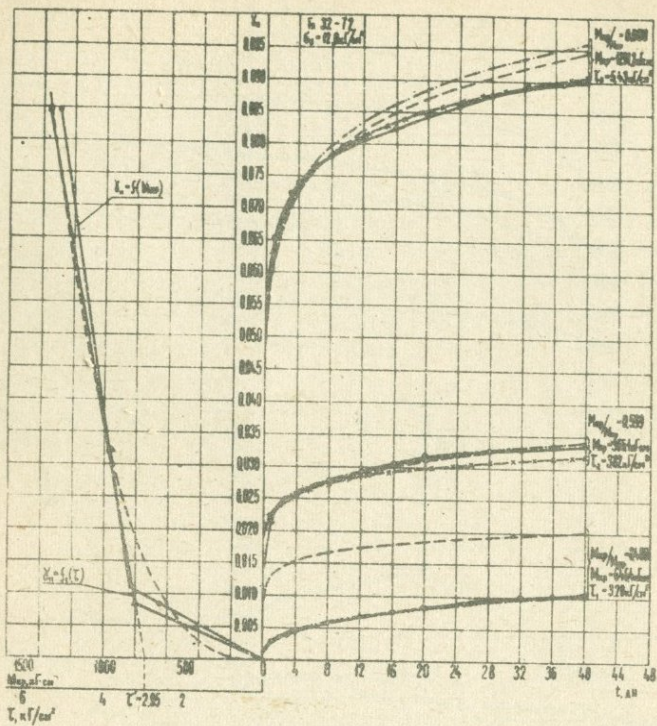


Рис. 2-

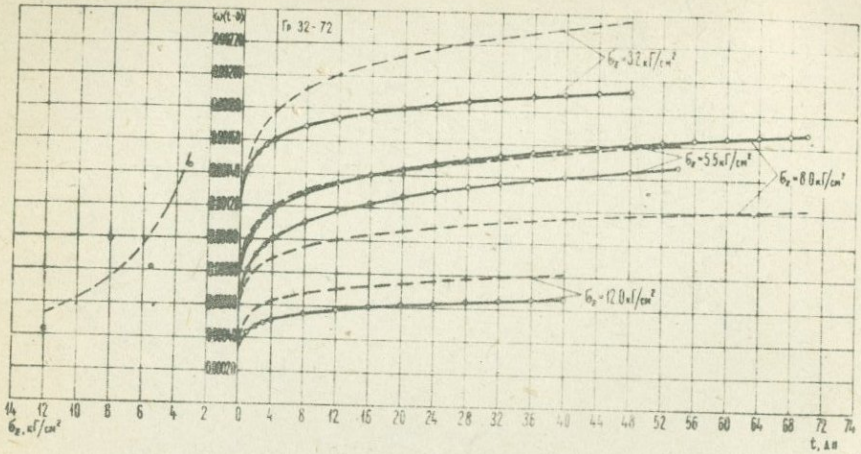


Рис. 3

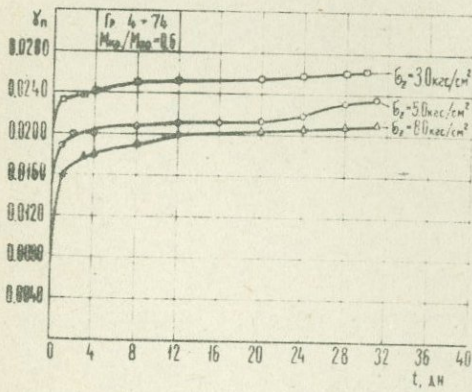


Рис. 4

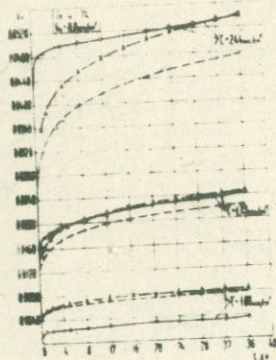
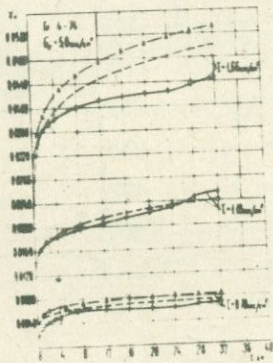
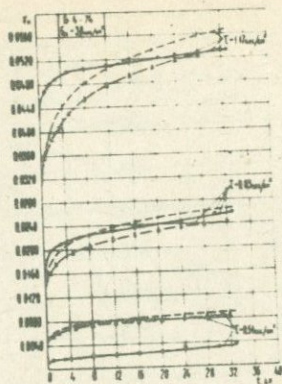


Fig. 5

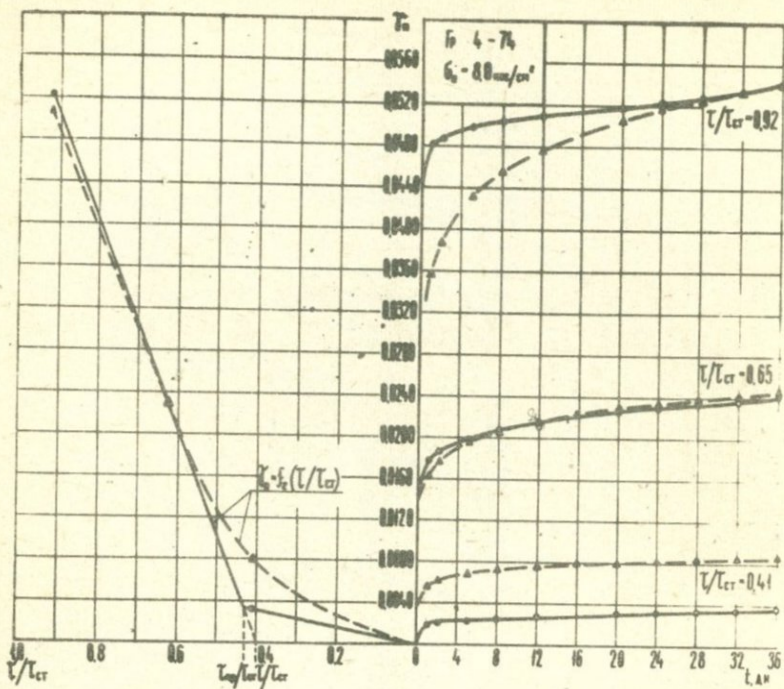


Рис. 6

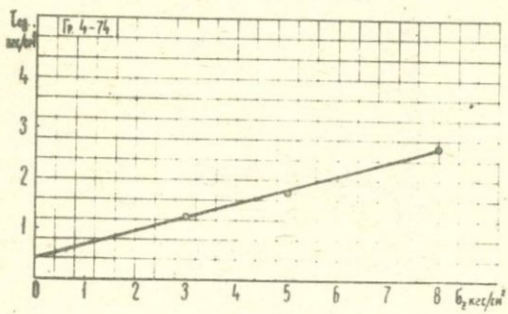


Рис. 7

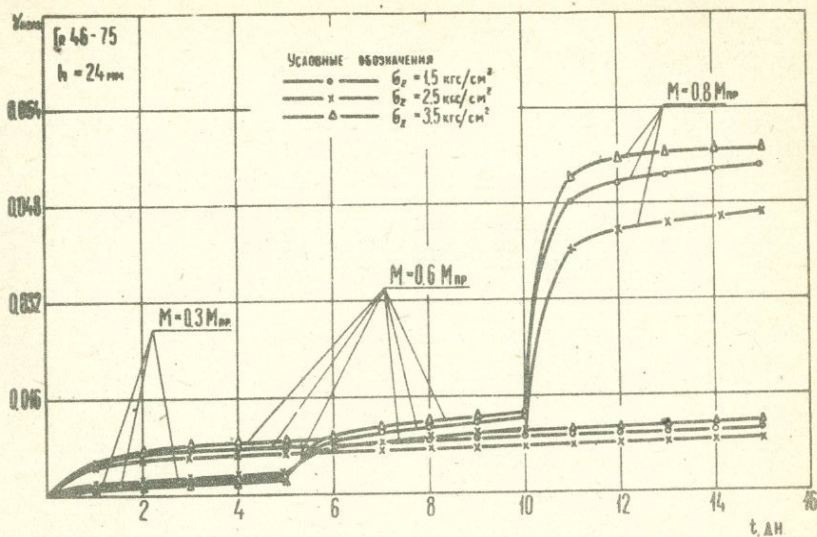


Рис. 8

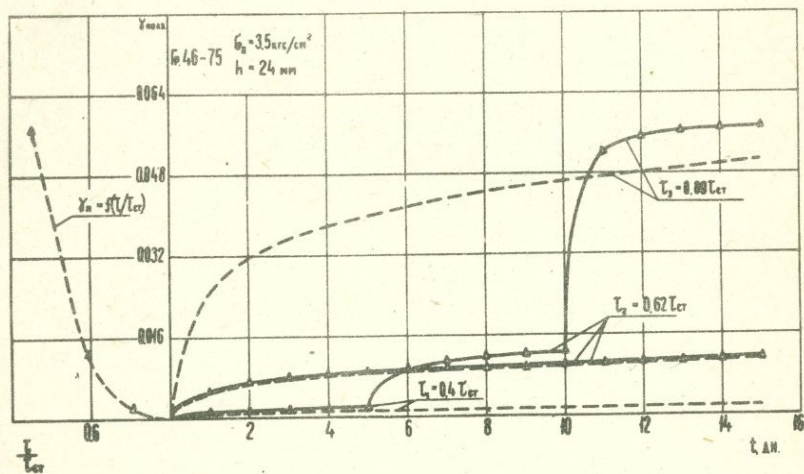
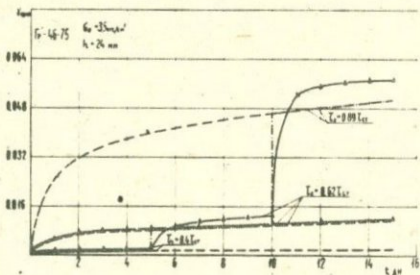
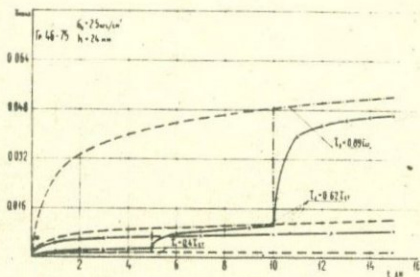
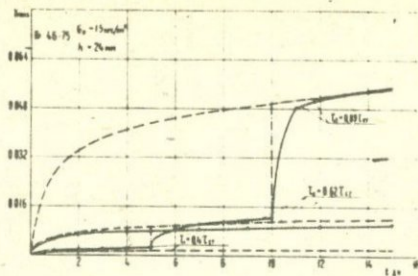


Рис. 9



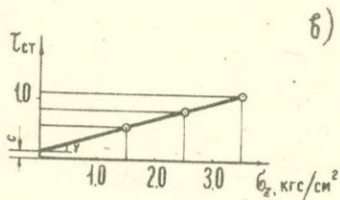
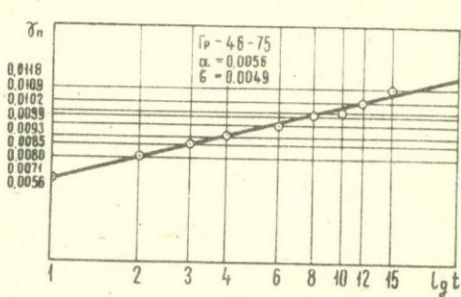
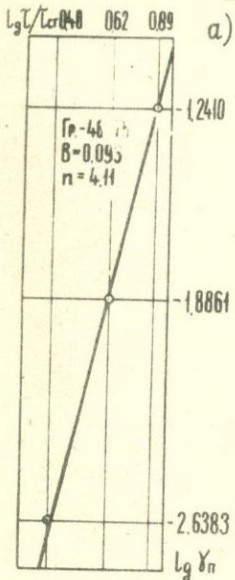


Рис. II

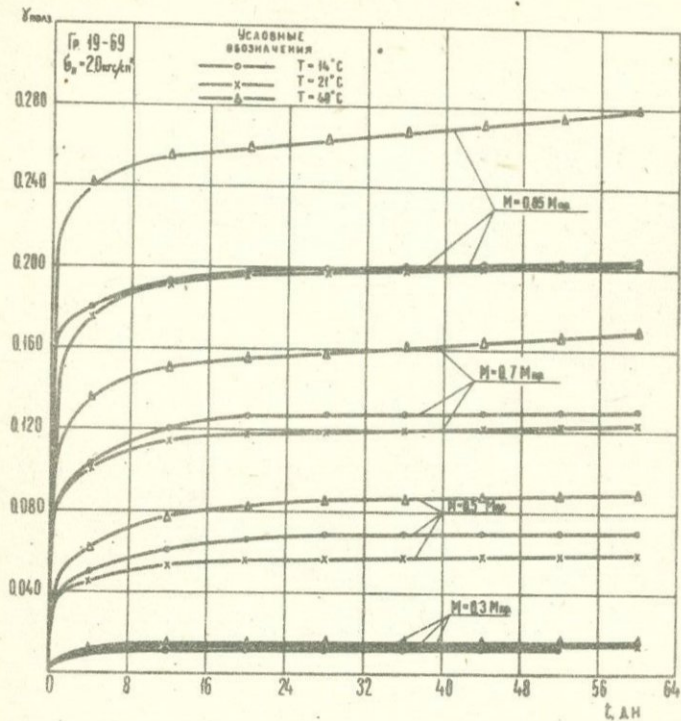


Рис. 12

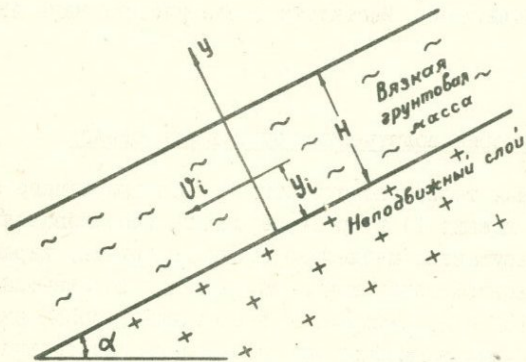


Рис. 13

ТЕОРИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНЫ ПРИ СДВИГЕ И
ЕЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ПОДТВЕРЖДЕНИЕ

Г.И.ТЕР-СТЕПАНЯН

(Лаборатория геомеханики Института геологических наук АН АрмССР)

Теория ползучести грунтов при сдвиге

Предлагаемая теория ползучести грунтов при сдвиге основывается на двух идеях: 1) в процессе сдвига последовательно возникает и разрушается множество структур грунта, характеризующихся расположением точек контакта частиц и действующими в них силами /4,15/ и 2) деформация представляет собой взаимное перемещение текучих элементов при преодолении энергетических барьеров /10,11/.

Изменчивость динамической вязкости грунтов

Ползучесть любого материала определяется его вязкостью. Поэтому при изучении ползучести грунтов и в реологических моделях широко применяется понятие динамической вязкости. Динамическая вязкость материала является удобным понятием при изучении механического поведения жидкостей, так как эта величина не зависит от времени и изменяется только в зависимости от температуры. Применение этого понятия в области реологии грунтов создает много трудностей вследствие сильной изменчивости динамической вязкости грунтов со временем. Попытки ввести понятие переменной динамической вязкости, зависящей от времени не могут быть удовлетворительными, если только не устанавливается связь между динамической вязкостью и временем в такой форме, которая позволила бы эту связь рассматривать, как неизменную характеристику грунта.

Деформативные свойства фаз грунта

Твердая и жидкая фазы грунта разны реагируют на изменение напряженного состояния. Под действием системы межконтактных

сил, действующих на частицу грунта, в ней возникает сложное напряженное состояние /16/. Так как площадь поперечного сечения частицы значительно превышает площадь участков непосредственного контакта, можно принять, что в самой частице действуют невысокие напряжения, способные вызвать упругие деформации. Высокие напряжения и следовательно остаточные деформации концентрируются в зонах контактов частиц. Скольжение в этой зоне связано с преодолением энергетических барьеров, разделяющих положения равновесия.

Жидкая фаза грунта в зоне контакта представлена диффузными слоями соприкасающихся частиц; в каждом из них степень подвижности молекул воды увеличивается с увеличением расстояния от поверхности частиц. Поэтому эти слои обладают переменной вязкостью, наибольшей у поверхности частиц и уменьшающейся к периферии. При увеличении межконтактных сил более рыхло-связанные части диффузных слоев выжимаются в стороны из зоны контакта; это ведет к расширению площади соприкасающейся абсорбированной воды. Вследствие подвижности молекул воды, в особенности в рыхло-связанном слое, изучение деформации заменяется определением распределения скоростей.

Силы в точках контакта

На рис. I изображен образец грунта; из него действуют следующие силы /16/:

$N = \sigma A$ - нормальная (вертикальная) сила;

$T = \tau A$ - касательная (горизонтальная) сила;

$N = \sigma_0 A$ - внутренняя (всесторонняя) сила связности,

где A - площадь поперечного образца и $\sigma_0 = c + ctg\varphi$. Пусть P - внешняя сила, действующая на образец, $\bar{P} = \bar{N} + \bar{T}$ и Q - полная сила, $\bar{Q} = \bar{N} + \bar{P}$. Коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу $tg \theta$ составляет:

$$tg \theta = \frac{T}{\bar{N} + \bar{N}} \quad (I)$$

Выделим некоторую часть грунта произвольным сечением aa , проведенным через контакты частиц, т.е. не рассекающим сами частицы. В точках контакта действуют элементарные силы; они могут иметь произвольное направление. Рассмотрим только те составляющие P этих сил, которые действуют в плоскости чертежа.

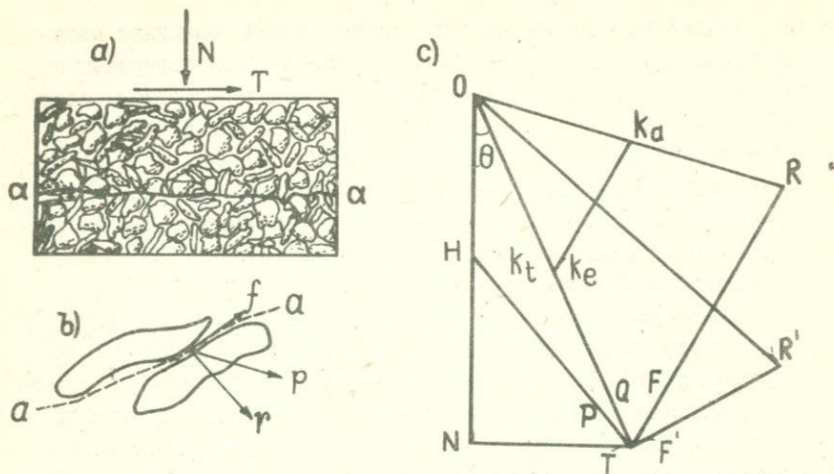


Рис.1. Векторные суммы нормальных и касательных сил в сечении грунта; а) силы действующие на образец грунта; б) силы в точке контакта; в) многоугольник сил.

Составляющие p элементарных сил можно разложить на нормальные r и касательные f силы. Обозначим векторную сумму нормальных сил, действующих в сечении aa через \bar{R} , $\bar{R} = \bar{r}_1 + \bar{r}_2 + \dots$ и векторную сумму касательных сил через \bar{F} , $\bar{F} = \bar{f}_1 + \bar{f}_2 + \dots$; имеем

$$\bar{R} + \bar{F} = \bar{Q} \quad (2)$$

В процессе перестройки структуры грунта изменяется количество и положение межчастичных контактов, вследствие чего новые векторные суммы элементарных и касательных сил будут представлены другими векторами \bar{R}' и \bar{F}' ; по-прежнему $\bar{R}' + \bar{F}' = \bar{Q}$.

Умножив члены уравнения (2) на $\frac{\text{tg} \theta}{Q}$, получим

$$\left(\frac{\bar{R}}{Q}\right) \text{tg} \theta + \left(\frac{\bar{F}}{Q}\right) \text{tg} \theta = \frac{\bar{Q}}{Q} \text{tg} \theta$$

Если обозначить $\left(\frac{\bar{R}}{Q}\right) \text{tg} \theta = \bar{k}_a$, (3)

и $\left(\frac{\bar{F}}{Q}\right) \text{tg} \theta = \bar{k}_e$, (4)

$$\frac{\bar{Q}}{Q} \text{tg} \theta = \bar{k}_t, \quad (5)$$

то последнее выражение запишется так /2,13/:

$$\bar{k}_a + \bar{k}_e = \bar{k}_t, \quad (6)$$

где коэффициенты сдвига k_a , k_e и k_t рассматриваются как векторы, показанные на рис. 1, б: k_t - вектор мобилизованного сопротивления сдвигу; k_a - вектор отношения активных сил, показывающий ту часть контактных сил, которые реализовались в имевшей место деформации; он характеризует "жесткость" структуры грунта; и k_e - вектор отношения избыточных сил, показывающий ту часть контактных сил, которые не реализовались в деформации; он характеризует "текучесть" структуры грунта.

Действие элементарных сил

Элементарные силы производят различное действие на контакты частиц грунта. Образуются минеральные и неминеральные типы контактов /9/ в зависимости от величины нормальных составляющих сил, передаваемых через данный контакт. Тип контакта "минерал к минералу" образуется, когда нормальная составляющая достаточно велика, чтобы проткнуть пленку абсорбированной воды. В этом случае малые нормальные силы r , оказывая точечное действие на контакт, развивают очень высокие напряжения и создают твердые или полутвердые "мосты сопротивления" /6/. Их площадь A_0 , представляющая собой часть общей площади контакта A , определяется соотношением между действующей силой r и временным сопротивлением материала на сжатие R_c ,

$$A_0 = \frac{r}{R_c} \quad (7)$$

Такие мосты сопротивлений в точках контакта называются жесткими элементами.

Малые касательные силы f , действующие в точках контакта, в благоприятных условиях вызывают относительное смещение частиц грунта, т.е. деформацию. Они образуют текущие элементы, рассматриваемые в теории кинетических процессов. Средняя величина силы f_1 , приходящаяся на каждый текучий элемент, равна

$$f_1 = \frac{f}{n} \quad (8)$$

где n - число текучих элементов в одном контакте. Принимая, что число текучих элементов пропорционально эффективной площади контакта A_0 , имеем

$$n = \alpha A_0 \quad (9)$$

где коэффициент α имеет размерность L^{-2} . Объединяя уравнения (7) до (9), получим

$$f_1 = \frac{f}{r} \frac{R_c}{\alpha} \quad (10)$$

Отношение R_c/α для каждого вида материала можно в первом приближении считать постоянной величиной. Если в процессе ползучести структура грунта остается неизменной, то при изменении сил p сохраняется их направление; поэтому отношение f/r остается неизменным и согласно уравнению (10) касательная сила f_1 будет постоянной величиной. Если же при перестройке структуры изменяется направление сил p , то отношение f/r также изменяется; поэтому согласно уравнению (10) касательная сила f_1 будет изменяться.

Жесткие и текучие элементы могут состоять из ионов, групп ионов, молекул или групп молекул. В зависимости от формы соприкасающихся частиц, в точке контакта может возникнуть один или несколько жестких и текучих элементов. Взаимодействующие частицы грунта занимают положение минимума потенциальной энергии; они удерживаются от взаимного перемещения сопротивлением жестких связей и наличием энергетических барьеров, разделяющих соседние положения равновесия в текучих элементах.

Нормальные силы делают структуру грунта менее деформируемой, тогда как касательные силы делают ее более деформируемой; отношение F/R выражает деформируемость структуры грунта. Чем выше это отношение, тем более податлива и вынослива структура грунта. Для того, чтобы сделать эту структуру наиболее выносливой, должна иметь место некоторая деформация; ее величина увеличивается вместе с увеличением действующего на грунт напряжения.

Жесткие и текучие элементы представляют собой островообразные образования, окруженные вязкой средой, образованной соприкасающимися диффузными слоями (вязкие элементы). Вязкость этой среды уменьшается по направлению к ее периферии. Скорость перемещения частицы при вязком перемещении пропорциональна градиенту поля механических сил, действующего в этой среде.

Уравнения скорости деформации

Основываясь на теории кинетических процессов Эйринга /10, II/, Митчелл /12, 13, 14/ вывел следующее уравнение скорости

деформирования

$$\dot{\gamma} = 2X \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E}{R_0 T}\right) \exp\left(-\frac{f_1 \lambda}{2kT}\right) \quad (II)$$

где X - функция числа текучих элементов в направлении деформирования и средней величины составляющей смещения в том же направлении при преодолении одного энергетического барьера; k - постоянная Больцмана; h - постоянная Планка; T - абсолютная температура; R_0 - универсальная газовая постоянная; f_1 - средняя сдвигающая сила, действующая в каждом текучем элементе; λ - расстояние между последовательными положениями равновесия и E - свободная энергия активации.

Проанализируем это уравнение. Величины k , R_0 и h - постоянные; величины E и λ для данного типа минералогического состава грунта можно также считать постоянными. Абсолютная температура T в нормальных лабораторных условиях практически постоянна. Выше было показано, что для данной структуры грунта касательная сила f_1 , действующая в каждом текучем элементе, является постоянной величиной; поэтому средняя частота термических колебаний kT/h и обе экспоненциальные функции в уравнении (II) для каждой структуры грунта имеют постоянное значение.

С другой стороны скорость деформации должна зависеть от нескольких дополнительных факторов, как-то: деформируемость структуры грунта F/R , уровень касательных напряжений τ и длительность L оседлой жизни связей в точках контакта /9/.

Основываясь на концепции вязко-пластических свойств грунта, коэффициент X принимается таким

$$X = K_1 \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_0}{\gamma} \frac{1}{L} \quad (I2)$$

где τ_0 то значение касательного напряжения, при котором не происходит ползучести (предел ползучести), γ - коэффициент, имеющий размерность напряжения и K_1 - коэффициент пропорциональности.

Естественно полагать, что время оседлой жизни связи должно зависеть от направления изменений структуры грунта и от возраста напряжений. Если в процессе деформации происходит упорядочение структуры, т.е. ориентация частиц грунта, то время L оседлой жизни должно увеличиваться; принимая, что время оседлой жизни увеличивается пропорционально возрасту напряжения,

будем иметь

$$L' = K_2 t \quad (13)$$

где K_2 - коэффициент пропорциональности.

Если в процессе деформации структура делается менее упорядоченной, т.е. происходит деориентация грунта, то время оседлой жизни связи L'' должно уменьшаться; примем, что в этом случае уменьшение времени оседлой жизни также происходит пропорционально возрасту напряжения,

$$L'' = K_2 \frac{t_0^2}{t} \quad (14)$$

где t_0 - коэффициент, имеющий размерность времени.

Принимая во внимание вышесказанное, коэффициент X в уравнении (II) в случае, когда структура грунта делается ориентированной, будет

$$X = \frac{K_1 K_3}{K_2} \frac{F}{R} \frac{c - \tau_D}{\gamma t} \quad (15)$$

где K_3 - коэффициент пропорциональности. Подставляя это значение в уравнение (II), получим для случая, когда происходит ориентация и структура грунта упорядочивается:

$$\dot{\gamma} = \frac{K_1 K_3}{K_2} \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \frac{c - \tau_D}{\gamma} \frac{1}{t} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{f_1 \lambda}{2kT}\right) \quad (16)$$

или применяя безразмерный структурный коэффициент a , зависящий от деформируемости F/R и от средней касательной силы f_1 в текущих элементах

$$a = \frac{K_1 K_3}{K_2} \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{f_1 \lambda}{2kT}\right) \quad (17)$$

переписываем последнее выражение

$$\dot{\gamma} = a \frac{c - \tau_D}{\gamma} \frac{1}{t} \quad (18)$$

Аналогично для случая, когда происходит деориентация грунта, коэффициент X в уравнении (II) будет

$$X = \frac{K_1 K_3}{K_2} \frac{F}{R} \frac{c - \tau_D}{\gamma t_0^2} t \quad (19)$$

Подставляя это значение в уравнение (II), получим для слу-

чая деориентации структуры грунта

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma \tau_0^2} t \quad (20)$$

Опыт показывает, что в начальной фазе ползучести происходит ориентация чешуйчатых частиц и поэтому эта фаза описывается уравнением (18). Отсюда интегрированием получаем величину деформации ползучести каждой структуры в начальной фазе

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \ln t + C$$

Для лучшей математической интерпретации это уравнение заменяется таким

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} + C \quad (21)$$

где Δt - малый интервал времени, равный единице, например, 1 секунда.

фаза мобилизации

Уравнение (21) показывает, что в начальной фазе процесса деформации ползучести, вследствие плавного увеличения числа контактов в результате ориентации частиц, протекает с затухающей скоростью по логарифмическому закону.

Данному уровню напряжения должна соответствовать определенная величина деформации, как это хорошо известно для любого материала. Поскольку оказывается, что данная структура грунта при затухающей деформации, описываемой уравнением (21), не может обеспечить необходимо развития деформации, она становится недостаточной. Происходит скачкообразная перестройка структуры под действием отношения избыточных сил k_e над той частью контактных сил, которая реализовалась в имевшей место деформации (т.е. над отношением активных сил k_a). Для новой структуры грунта, с новым расположением частиц изменяется значение отношения F/B и сила f_1 и, следовательно, значение структурного коэффициента a (уравнение 17).

О степени выносливости возникающих структур можно судить по величине коэффициента a в уравнении (21): чем больше выносливость структуры, тем выше значение a . Поэтому для последовательных структур сохраняется логарифмический характер зави-

симости времени и деформаций, но коэффициент a на полудетарифмическом графике ($\lg t - \gamma$) изменяется и график имеет вид доманной. Эта линия описывает начальную фазу ползучести, когда постепенно образуются, развиваются и заменяются другими все более выносливые структуры. Эта фаза ползучести называется фазой мобилизации.

В течение этой фазы происходят важные изменения строения грунта; уменьшается количество и размер полостей и пор, местами они сжимаются и вытягиваются в направлении сдвига; дефекты строения частично закрываются и грунт делается прочнее. К концу этого процесса по мере развития переориентации и трещинообразования возникают новые дефекты, продолжается распад микроагрегатов, рост старых и появление новых трещин, отдельные трещины, расширяясь, сливаются и образуют микротрещины и т.д. /1,2,17/.

Фаза разрушения

Все эти явления знаменуют наступление завершающего этапа - фазы разрушения. Переход к процессу разрушения называется пределом мобилизации M . Он определяется величиной деформации γ_m , зависящей от уровня касательных напряжений и соответствующей возрасту t_m напряжений (время мобилизации). В процессе разрушения увеличиваются дефекты структуры и трещины, ориентированные частицы, находящиеся вблизи от трещин, обнаруживают местные смещения, проваливаются в трещины и теряют ориентацию (деориентация частиц), и время оседлой жизни связей между частицами уменьшается.

Процесс разрушения описывается уравнением (20). Так как оба уравнения (18) и (20) для предела мобилизации M , при $t = t_m$ должны давать один и тот же результат, имеем $t_0 = t_m$. Отсюда переписываем уравнение (20)

$$\dot{\gamma} = a \frac{t - t_p}{\gamma t_m^2} t \quad (22)$$

Интегрируя уравнение (22), получаем величину деформации в конечной фазе ползучести

$$\gamma = a \frac{t - t_p}{2\gamma t_m^2} t^2 + c \quad (23)$$

Ускорение ползучести в фазе разрушения, описываемое уравнение (22) неадекватно для создания соответствия между действующим напряжением и деформацией, и структура скачкообразно переобразуется в другую. Квадратический характер зависимости между временем и деформацией сохраняется, но коэффициент a для последовательных структур изменяется и график в координатной системе $(t^2 - \gamma)$ имеет вид ломанной линии.

Экспериментальные исследования

Грунт

Опыты были проведены над двумя образцами высокопластичной чувствительной переконсолидированной озерной глины с ненарушенной структурой, взятыми из Сисианской диатомитовой толщи плиоценового возраста (Сисианский район Армянской ССР, туннель переброски р. Воротан в Шамбское водохранилище); образцы были взяты в 1969 г. на расстоянии 200 м от портала (глубина от поверхности $z = 40$ м) и в 1970 г. на расстоянии 1700 м от портала (глубина от поверхности $z = 76$ м). Характеристики грунта даны в табл. I.

Таблица I. Индексационные характеристики грунта

z м	γ г/см ³	$\gamma_{в3}$ г/см ³	w %	γ_d г/см ³	n %	e	S_r
40	1,50	2,41	82,1	0,82	66,0	1,94	1,00
76	1,44	2,50	72,0	0,84	66,5	2,00	0,90

Продолжение таблицы I

z м	w_L	w_P	I_P	$< 0,002$ мм %	Актив- ность	$tg \psi'$	c' кПа	σ_0 кПа
40	117	58,5	58,5	27,0	2,17	0,89	45	50
76	73,4	33,4	40,0	25,5	1,57	0,52	30	58

В последнем столбце дана величина всестороннего давления связности $\sigma_0 = c' \cdot ctg \psi'$ эквивалентного сцеплению грунта.

Опыты были проведены на простом кольцевом приборе на сдвиг. Всего было проведено 20 опытов на ползучесть (№ 12-31).

Величина касательного напряжения в различных опытах колебалась между 0,2 и 0,55 от нормального. Опыты длились от 160 до 1700 дней; часть опытов продолжается. Разрушением закончились только два опыта: опыт № 23 ($\sigma = 100$ кПа, $\tau = 55$ кПа) и опыт № 28 ($\sigma = 50$ кПа, $\tau = 27,5$ кПа). Остальные опыты при меньшем уровне напряжения не привели к разрушению.

Кривые время - деформация

Все проведенные опыты были обработаны без исключения, и все отсчеты были показаны на графиках, также без исключения. Отсутствие противоречащих данных подтверждает сделанные выводы. На рис. 2 показан промежуточный этап одного из опытов.

Экспериментальные точки на графиках ($t-\gamma$) не лежат на плавных

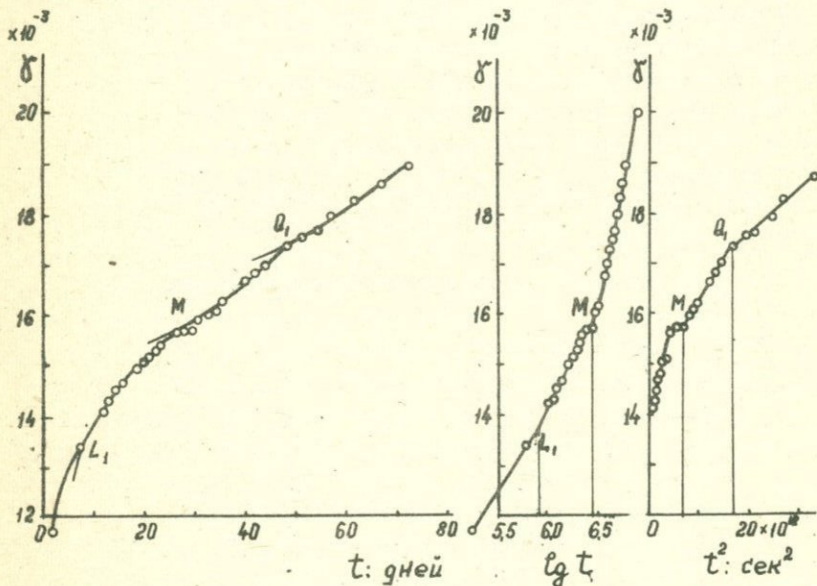


Рис. 2. Промежуточный этап опыта № 15 на ползучесть ($\sigma = 100$ кПа, $\tau = 40$ кПа); а) кривые ползучести в арифметическом масштабе;

L_1 - последняя перестройка структуры в фазе мобилизации;

M - предел мобилизации; Q_1 - первая перестройка структуры в фазе разрушения; б) кривая ползучести в полулогарифмическом масштабе, конец фазы мобилизации; в) кривая ползучести в квадратичном масштабе, начало фазы разрушения.

кривых (рис.2,а). Полулогарифмический график ($\lg t - \gamma$) для начальной фазы ползучести представляет собой ломанную линию, состоящую из прямолинейных отрезков (рис.2,б). Каждый из этих отрезков соответствует определенной структуре грунта. Вершины L_1 этой ломаной линии соответствуют переходу от одной структуры к другой. Резкие переходы показывают, что реорганизация структуры грунта происходит скачкообразно.

Последовательные отрезки ломаной линии на графике ($\lg t - \gamma$) делаются все более крутыми; это показывает, что каждая последовательная структура способна претерпевать все большие деформации, т.е. она является более выносливой. Таким образом, происходит постепенная мобилизация сопротивления сдвигу.

Точки перелома L_1 ломанной линии (рис.2,б) были перенесены на график ($t - \gamma$) и через экспериментальные точки были проведены куски логарифмических кривых (рис.2,а). Из этих графиков видно, что кривые ползучести в фазе мобилизации состоят из кусков логарифмических кривых; в момент перестройки структуры процесс перескакивает от одной возможной логарифмической кривой деформации на другую, ее пересекающую.

На кривых ползучести отсутствуют прямолинейные участки. Почти на каждой из кривых ползучести, построенных с применением разных масштабов времени по оси абсцисс можно казалось бы конечный участок рассматривать как прямолинейный; однако тот же участок на графике с более мелким масштабом времени явно криволинеен. Отсюда можно заключить, что представление о прямолинейном отрезке (что соответствует идее установившейся ползучести с постоянной скоростью деформирования) является результатом масштабного эффекта; в наших опытах никогда не наблюдались прямолинейные отрезки. Отсутствие вторичной ползучести (деформации с постоянной скоростью) было ранее указано Бишопом /7/

В интервале времени от 10^6 до 10^7 секунд линия графика ($\lg t - \gamma$) резко загибается кверху (рис.2,б). Точка перехода (предел мобилизации M) обычно выделяется очень четко. Она характеризуется деформацией при мобилизации γ_m и временем мобилизации t_m .

Первый отсчет деформации был сделан только через 5 секунд после приложения касательного напряжения; неизвестный

ряд структур грунта возник и уничтожился в течение этого промежутка времени. Поэтому счет структур в фазе мобилизации ведется в обратном порядке от фиксированной точки - предела мобилизации M . На рис. 2, в показано начало фазы разрушения в квадратическом масштабе. Этот график представляет собой также ломанную линию, состоящую из прямолинейных отрезков для последовательных структур грунта. Точки перелома Q_1 этой ломаной перенесены на рис. 2, а и через экспериментальные точки проведены куски парабол. Из рассмотрения графиков заключаем, что кривые ползучести в фазе разрушения состоит из кусков парабол; в момент перестройки структуры процесс перескакивает от одной возможной параболы на другую, ее пересекающую.

Наши опыты показали, что вместо общепринятых трех фаз ползучести (первичной или затухающей, вторичной или установившейся и третичной или ускоряющейся), существует только две фазы: мобилизации и разрушения; все полученные кривые ползучести схематически имеют форму, показанную на рис. 3.

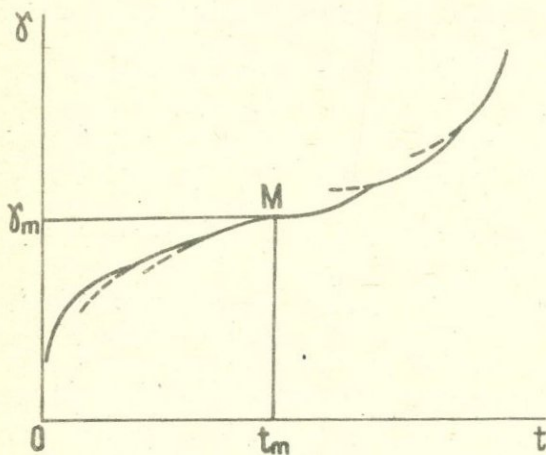


Рис.3. Схема кривых ползучести при сдвиге.

M - предел мобилизации; t_m - фаза мобилизации; M_2 - фаза разрушения.

Кривые время - скорость деформации

Обозначив тангенс угла, образованного произвольным прямолинейным отрезком ломаной линии полулогарифмического графика с осью абсцисс через b (рис. 2, б), можем написать уравнение этого отрезка

$$\gamma = A_1 + b \lg t = A_1 + 0.43 b \ln t \quad (24)$$

где A_1 - постоянная. Дифференцируя это выражение, находим скорость деформации в фазе мобилизации

$$\dot{\gamma} = 0.43 b/t \quad (25)$$

Применяя ту же процедуру к рис. 2, в, находим соответствующие уравнения для фазы разрушения

$$\gamma = A_2 + ct^2 \quad (26)$$

и

$$\dot{\gamma} = 2ct \quad (27)$$

где A_2 - постоянная и c - тангенс угла, образованного отрезком ломаной линии с осью абсцисс. Эти экспериментальные уравнения (24-27) соответствуют теоретическим (уравнения 18 и 21-23). Применяя уравнения (25) и (27), были определены значения скорости/в фазах мобилизации и разрушения. Логарифмический график скорости деформации ($\lg t - \lg \dot{\gamma}$) показывает уменьшение скорости деформации каждой структуры в фазе мобилизации и ее увеличение в фазе разрушения; скорость деформации скачкообразно изменяется при перестройке структуры. Если соединить на рис. 2, б первую наблюдаемую точку с пределом мобилизации M , то эта эквивалентная прямая покажет, как протекал бы процесс ползучести, если не было бы скачкообразной перестройки структуры, т.е. если бы скорость деформации равномерно убывала в соответствии с уравнением (25).

Эквивалентные линии важны для понимания механизма ползучести, хотя и не следует переоценивать строгости метода их получения. Эквивалентные линии описываются уравнением, аналогичным уравнению (24), откуда согласно уравнению (25) следует:

$$t \dot{\gamma} = 0.43 b_0$$

где b_0 - тангенс угла, образованный эквивалентной прямой с осью абсцисс на графике ($\lg t - \dot{\gamma}$)

$$b_0 = \frac{\dot{\gamma}_m - \dot{\gamma}_5}{\lg(t_m/t_5)}$$

где t_5 и $\dot{\gamma}_5$ - координаты первой наблюдаемой точки (возраст напруги 5 секунд).

Безразмерное произведение $t\dot{\gamma}$, входящее в реологические уравнения называется величиной перекашивания. Оно имеет определенный физический смысл; это та величина перекашивания или относительной деформации сдвига, которую претерпевает грунт через 1 секунду после приложения касательных напряжений.

На рис. 4 показана зависимость между касательным напряжением τ и величиной $t\dot{\gamma}$ для всех испытанных образцов. Из графиков видно, что в координатной системе $(\tau - t\dot{\gamma})$ результаты испытаний глины на ползучесть при сдвиге в широком диапазоне времени и большом интервале касательных напряжений представлены прямыми линиями, образующими угол ψ с осью ординат; они называются приведенными реологическими кривыми. Эти линии описываются уравнениями

$$\tau = \tau_p + \eta t \dot{\gamma} \quad (28)$$

где τ_p - касательное напряжение, при котором не происходит ползучести (предел ползучести) и $\eta = \tau_p \psi$ - характеристика грунта, называемая статической вязкостью; она может быть определена как отношение динамической вязкости η к возрасту напряжений t в фазе мобилизации. Статическая вязкость η равна отношению ко времени t касательного напряжения в фазе мобилизации, необходимого для поддержания разности скоростей, равной единице, между двумя параллельными слоями грунта, расстояние между которыми равно единице. Размерность статической вязкости FL^{-2} .

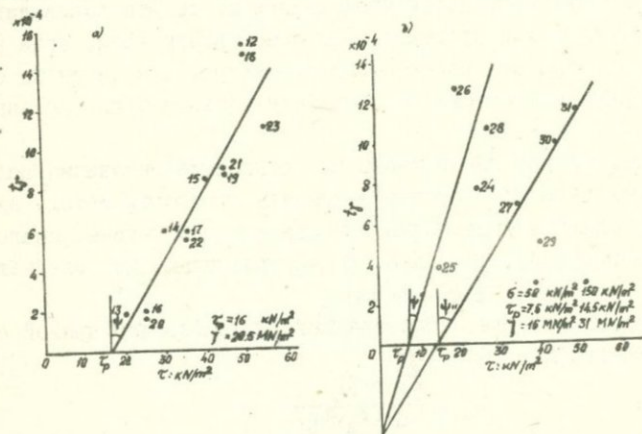


Рис. 4. Приведенные реологические кривые: а) грунт с глубины 40м, $\sigma = 100$ кПа; б) грунт с глубины 76 м, $\sigma = 50$ и 150 кПа.

Таблица 2. Статическая вязкость, предел ползучести и модуль мобилизации и стабилизации для деэтомитовой глины

Глубина взятия от поверхности z м	Нормальное напряжение σ кПа	Статическая вяз- кость γ МПа	Предел ползу- чести τ_p кПа	Модуль мобили- зации G_m МПа	Модуль стабили- зации G_s кПа
40	100	29,5	16	1,6	620
76	50	16,0	7,5	0,8	510
76	150	31,0	14,5	1,55	1000

Статическая вязкость грунта для данного нормального напряжения - постоянная величина; значения статической вязкости изученного грунта приведены в табл. 2. Значение динамической вязкости грунта с глубины 40 м при $\sigma = 100$ кПа для возраста напряжений 10 секунд будет $3,0 \cdot 10^5$ кПа·сек, а для возраста 10^6 секунд (11,6 дней) составит $3,0 \cdot 10^{10}$ кПа·сек.

Существует линейная зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_m при пределе мобилизации

$$\gamma_m = \frac{\tau - \tau_p}{G_m} \quad (29)$$

где G_m - модуль мобилизации; его значения приведены в табл.2. Существует достаточно закономерная зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_5 за первые 5 секунд.

Присущие кривые

Зависимость между логарифмами деформации и скоростью деформации показана на рис. 5. Здесь вертикальные линии изображают ординаты деформации, соответствующие скачкообразной перестройке структуры; белый кружок показывает скорость деформации до скачка, а черный кружок - после скачка. Видно, что черные кружки расположены на плавных кривых (жирные линии), тогда как белые кружки размещены более или менее произвольно. Это имеет важное значение для понимания роли скачков в процессе деформирования.

В каждом интервале между скачками скорость деформирования изменяется совершенно закономерно, подчиняясь уравнениям (26) или (27). К концу каждого интервала скорость деформирования

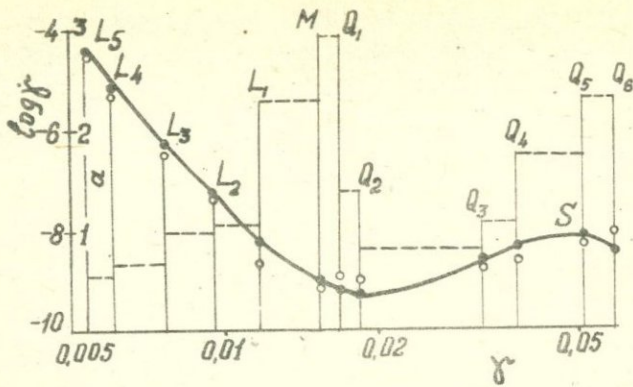


Рис.5. Присущая кривая опыта № 15.

имеет определенное значение, зависящее от длительности интервала. Далее происходит скачок, в результате которого скорость либо возрастает, либо убывает. Так как на плавных кривых лежат именно черные кружки, то отсюда следует, что скачкообразное изменение структуры имеет назначением отклонить ход деформирования от предписанного уравнениями (25) или (26) к некоторому закономерному, присущему данному грунту. Следовательно, скачкообразная перестройка структуры имеет не случайный характер, а является способом регулирования процесса ползучести. Таким образом процесс может одновременно подчиняться уравнениям (25) или (27) и присущим свойствам грунта. В свете теории избыточных напряжений сдвига /2,15/ присущая кривая является отражением отношения активных сил k_a , характеризующего необходимый ход деформирования, а скачки - результатом разрядки накопленного отношения избыточного сил k_e , приводящего предписанным уравнениями (25) и (27) процесс к присущему ходу.

Присущая кривая имеет своеобразный вид. Она очень круто падает до минимального значения, соответствующего пределу мобилизации M , затем довольно круто поднимается вверх, а далее либо вновь поворачивается вниз, либо продолжает подниматься. В первом случае, при низком и среднем уровнях напряжений процесс ползучести идет к затуханию, а во втором случае, при высоком уровне напряжений, процесс ползучести ведет к полному срезу.

Присущие кривые всех произведенных опытов располагаются последовательно одна за другой, в порядке возрастания уровня касательных напряжений. Поворотные точки присущих кривых при низком и среднем уровнях напряжений, в которых процесс переходит к затуханию, представляют особый интерес. Они показывают ту деформацию γ_s в фазе разрушения, которая характеризуется наибольшей скоростью деформации $\dot{\gamma}_s$; по достижении этой точки скорость деформации быстро убывает и процесс ползучести затухает; мы называем эту точку пределом стабилизации S.

Существует линейная зависимость между касательными напряжением τ и деформацией γ_s при пределе стабилизации; отсюда

$$\gamma_s = \frac{\tau - \tau_p}{G_s} \quad (30)$$

где G_s - модуль стабилизации; его значения приведены в табл.2.

Существует принципиальное различие между ходом ползучести от начала процесса до предела стабилизации S и от этого предела до конца процесса. В первом случае образуется последовательный ряд структур; каждая из них обладает определенным характером деформации (затухание или ускорение, см. уравнения 25 или 27); такой же характер имеет и присущая кривая (кривая убывает или возрастает); поэтому скачки вызываются лишь необходимостью взаимного приспособления этих элементов. Во втором случае, после предела стабилизации S указанные два элемента ползучести имеют противоположное направление; присущая кривая убывает (затухание), а скорость деформации для каждой структуры (уравнение 27) увеличивается (ускорение). Это противоречие разрешается просто: структурный коэффициент вновь возникающих структур при низком и среднем уровнях напряжений меньше, чем значения для структур, образующихся при высоком уровне напряжений.

Большие значения структурного коэффициента a при высоких уровнях напряжений показывают, что процесс ползучести существенно ускоряется перед полным разрушением грунта. Уменьшение скорости деформации после некоторого увеличения впервые наблюдалось Бишопом и Ловенбаром /8/, которые назвали его "ограниченными неустойчивостями". Физическая природа предела стабилизации нуждается в более детальном изучении и вышеуказанные замечания имеют лишь предварительное значение.

Некоторые обобщения

1. Сравнивая деформации при возрасте напряжений 5 секунд, при пределе мобилизации (возраст напряжений около 15 дней) и при пределе стабилизации (возраст напряжений около 150 дней), замечаем, что чем больше возраст напряжений, тем больше разброс точек по отношению к усредняющей прямой. Следовательно разброс точек не является результатом неизбежных ошибок эксперимента, но главным образом вызван влиянием механических свойств различных структур, которые возникли, развивались и уничтожались в процессе ползучести, т.е. имеет вероятностный характер ("все дети похожи друг на друга, а взрослые различаются с возрастом все сильнее, в зависимости от прожитой жизни").

2. Величины статической вязкости γ , предела ползучести τ_p и модулей мобилизации G_m и стабилизации G_s связаны с величиной нормального давления σ простыми соотношениями:

$$\gamma = \sigma_y (\sigma + \sigma_0) \quad (31)$$

$$\tau_p = \sigma_p (\sigma + \sigma_0) \quad (32)$$

$$G_m = \sigma_m (\sigma + \sigma_0) \quad (33)$$

$$G_s = \sigma_s (\sigma + \sigma_0) \quad (34)$$

здесь σ_y , σ_p , σ_m и σ_s — безразмерные коэффициенты. Их величины удалось определить только для образца, взятого с глубины 76 м, который был испытан при двух значениях нормального напряжения; для этого грунта давление связности $\sigma_0 = 58$ кПа (табл. I). Значения коэффициентов уравнений (31) до (34) оказались равными: $\sigma_y = 150$, $\sigma_p = 0,07$, $\sigma_m = 7,5$ и $\sigma_s = 4,8$.

3. После предела стабилизации при низких и средних уровнях касательных напряжений происходит непрерывное уменьшение скорости деформации. Ввиду чрезвычайно малой величины этой скорости (порядка $10^{-10} - 10^{-12}$ 1/сек), вместо расчета параметров образующихся структур вычислялись средние скорости ползучести для равных отрезков по оси $\lg t$. Опыты длительностью 3-4 года не показали прекращения ползучести; имеющиеся экспериментальные данные позволяют предполагать, что на логарифмической графике ($\lg t - \lg \dot{\gamma}$) кривые средней скорости ползучести асимптотически приближаются к продолжению эквивалентных прямых.

Возможно, что в развитой стадии стабилизации происходит

залечивание дефектов строения грунта и процесс продолжается как в фазе мобилизации, описываясь уравнениями (18) и (21). Залечивание дефектов строения в этой стадии было показано Вяловым /15/. Таким образом, при очень большом возрасте напряжений (свыше 10^9 секунд или более 30 лет) средняя скорость ползучести при сдвиге при низких и средних уровнях напряжений уменьшается пропорционально времени

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \frac{1}{t} \quad (35)$$

Отсюда закон векового изменения динамической вязкости будет

$$\eta = \gamma t \quad (36)$$

Таким образом, можно пренебречь отклонениями, вызванными ускорением ползучести в начале фазы разрушения между пределами мобилизации и стабилизации и считать, что деформирование при сдвиге подчиняется логарифмическому закону вековой ползучести

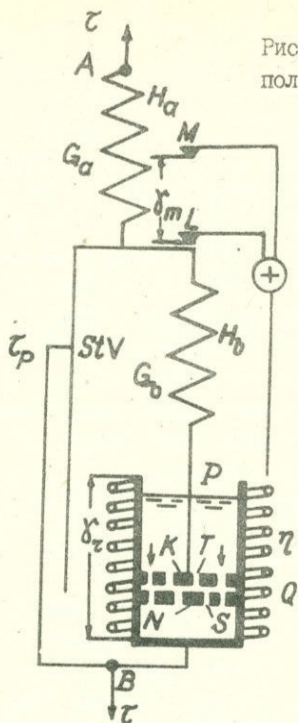
$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \ln(t + 1) + C \quad (37)$$

Гипотеза логарифмической зависимости вековой ползучести (ур.37) и линейной зависимости вековой динамической вязкости (ур.36) от времени имеет большое геологическое значение; однако, ее экспериментальная проверка потребует проведения опытов длительностью в несколько десятилетий.

Геологическая модель

Для иллюстрации поведения глины при ползучести предлагается следующая геологическая модель грунта (рис.6). Она состоит из трех частей. Верхняя часть - упругое тело Гука H_a . Левая часть - пластическое тело Сен-Венана StV . Правая часть - упруго-вязкое релаксирующее разрушающееся тело с переменной вязкостью. Она состоит из пружины H_b , последовательно соединенную с рассверленным поршнем N с отверстиями B и перемещающимся в амортизаторе P с змеевиком Q . Поршень N имеет отверстия T и клапанный диск K , могущий поворачиваться вокруг оси поршня. Повороты диска K совершаются скачкообразно; при этом каждый раз против части отверстия T поршня N оказывается часть отверстий B диска K . Такие сквозные отверстия показаны стрел-

Рис.6. Реологическая модель ползучести глины при сдвиге.



ками на рис.12. Суммарная площадь сечения сквозных отверстий характеризует структурный коэффициент α ; эта величина изменяется по программе. Каждое положение клапанного диска K соответствует определенной структуре грунта. Длина амортизатора P равна деформации при пределе разрушения γ_x ; как только деформация достигает этой величины, поршень выходит из амортизатора и тело разрушается.

Правая часть реологического тела имеет два контакта L и M . Контакт L включается в начале движения этой части реологического тела, при $\tau > \tau_p$; тогда через змеевик Q протекает охлаждающая жидкость (фаза мобилизации). Второй контакт M включается после совершения деформации при пределе мобилизации M и тогда через змеевик Q протекает нагревающая жидкость (фаза разрушения).

Предлагаемое реологическое тело отличается от тела Шведова следующими важными особенностями:

1) змеевик Q с охлаждающей или нагревающей жидкостью моделирует переменную вязкость, увеличивающуюся в фазе мобилизации и уменьшающуюся в фазе разрушения;

2) контакты L и M , управляющие режимом охлаждения и нагревания жидкости в амортизаторе, моделируют предел ползучести и деформацию при пределе мобилизации δ_m , соответственно;

3) клапанный диск K с запрограммированным расположением отверстий моделирует вероятностный характер механических свойств структур грунта, предел стабилизации при низких и средних уровнях напряжений и ускорение ползучести при высоких уровнях напряжений;

4) конечная длина δ_r амортизатора моделирует полное разрушение образца после совершения определенной деформации.

Подробное описание реологического тела и вывод формул даются в другом месте [3]. Здесь приводятся только окончательные выражения. Деформация в фазе мобилизации равна

$$\delta = \frac{\tau_p}{G_1} + \frac{\tau - \tau_p}{G_2} + \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \sum_{i=1}^{n_1} a_i \ln \frac{t_i + \Delta t}{t_{i-1} + \Delta t}, \quad (38)$$

где $t_0 = 0$; G_1 и G_2 - модули упругости тела в интервале напряжений $0 - \tau_p$ и $\tau_p - \tau$, соответственно; $G_1 = G_a$; $G_2 = G_a G_b / (G_a + G_b)$; Δt - малый единичный промежуток времени, например 1 секунда;

n_1 - число структур грунта в фазе мобилизации: при $t = t_m$,

$$\delta = \delta_m^*$$

Деформация в фазе разрушения равна

$$\delta = \delta_m + \frac{\tau - \tau_p}{2\gamma t_m^2} \sum_{i=j}^{n_2} a_i (t_i^2 - t_{i-1}^2) \quad (39)$$

где $t_{j-1} = t_m$ и n_2 - число структур грунта в фазе разрушения.

Описанный структурный метод анализа ползучести глины дает существенные возможности для дальнейших исследований сопротивления сдвигу, релаксации и длительной прочности.

o

Автор выражает признательность ст.инж.П.О. Тертерян за прекрасно проведенные опыты. Он также благодарит проф. А. Кез-

ди, проф. А.У. Бишона, проф. Д.К. Зарецкого и доц. З.Г. Тер-Мартirosяна за ценные замечания сделанные при подготовке статьи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вялов С.С., Пекарская Н.К. и Максимьяк Р.В. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970, № 1.
2. Вялов С.С., Зарецкий Ю.К., Максимьяк Р.В. и Пекарская Н.К. Кинетика структурных деформаций и разрушения глин. Труды к УШ Междунар. конгр. по механ. грунтов и фундаментостр., М. Стройиздат, 1973.
3. Зарецкий Ю.К. и Вялов С.С. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1971, № 5.
4. Тер-Степанян Г.И. О влиянии формы и расположения частиц на процесс сдвига в грунтах. Известия АН Арм.ССР, ест. и техн. науки, 1948, т.1, № 2.
5. Тер-Степанян Г.И. Новая реологическая модель ползучести глины при сдвиге. Проблемы геомеханики, Бриван, 1973, № 6.
6. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. М.Л., Госстройиздат, 1933.
7. Bishop A. W. The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture, Géotechnique 1966, v. 16, No. 2.
8. Bishop A.W. and Loveburgy H.T. Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc. 7th Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Mexico 1969, v. 1.
9. Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays (General Report). Proc. 8th Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Moscow 1973, v. 3
10. Byring H. Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. Journ. Chem. Phys., 1936, v. 4
11. Glasstone S., Laidler K. and Byring H. The theory of rate processes. New York: McGraw Hill, 1941.
12. Mitchell J.K. Shearing resistance of soils as a rate process. Journ. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 1964, v. 90, No. 1.

13. Mitchell J.K., Campanella R.G. and Singh A. Soil creep as a rate process. Journ.Soil Mech.Found.Div., Am.Soc.Civ.Eng., 1968, v. 94, SM1.
14. Scott R.F. and Ko H.-Y. Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 7th Intern.Conf. Soil Mech.Found.Engg., 1969, Mexico, State-of-the-Art-volume,
15. Ter-Stepanian G. On the influence of the scale-like shape of clay particles on the process of shear in soils. Proc. 1st Intern.Conf.Soil Mech.Found.Engg., Harvard 1936, v. 2.
16. Ter-Stepanian G. Creep of a clay during shear and its rheological model. Géotechnique 1975, v. 25, No. 2.
17. Vyalov S.S., Pekarskaya H.K. and Mexinyak R.V. On the failure process in clayey soils. Proc. 4th Asian Reg.Conf.Soil Mech. Found.Engg., Bangkok Thailand, 1971, v. 1.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ВИБРАЦИЙ НА
СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ

Р.Г.БАДАЛЯН, С.Р.МЕСЧЯН

(Ереван)

Для расчета оснований по первому предельному состоянию по прочности, проверки устойчивости склонов и откосов земляных сооружений, работающих в условиях вибраций, представляет большой интерес определение сопротивления грунтов сдвигу с учетом влияния этих воздействий. В числе работ, выполненных в этой области, следует отметить исследования [1,4], проведенные на приборах одноплоскостного сдвига.

Учитывая существенные недостатки приборов одноплоскостного сдвига [2] и то, что они непригодны для определения реологических характеристик грунтов вообще, с учетом вибрационных воздействий (виброползучести) в частности, для этой цели нами использованы приборы М-5 кручения плоских сплошных образцов [2]. Причем, в отличие от ранее выполненных работ, образцы испытаны при крутильных колебаниях, создаваемых миниатюрными вибраторами направленного действия, закрепленного на верхнем подвижном штампе приборов кручения М-5.

Величины амплитуды крутильных колебаний (2а) измерялись на наружных гранях испытываемых образцов индикаторами часового типа и прогибомерами Максимова с ценой деления 0,01 мм. Опыты проводились при постоянной частоте колебаний $\omega \approx 30$ гц.

Определено стандартное (по ГОСТ 12248 - 66) статическое и вибрационное сопротивление сдвигу глинистого грунта естественного и нарушенного сложений (таблица I) после полного водонасыщения, по методу А.А.Ничипоровича [3]. Для этого все образцы каждой серии предварительно уплотнялись под действием максимального нормального напряжения $\sigma_{z,n} =$

= 3,0 кгс/см², а затем испытывались на сдвиг при $\bar{b}_z = 1,0; 2,0$ и 3,0 кгс/см². Повторность опытов двухкратная. Длительность предварительного уплотнения (в среднем) 40 дней.

I. Стандартное сопротивление сдвигу ($\bar{\tau}_{cg}$) образцов естественного сложения определены как при отсутствии вибраций, так и при одном значении амплитуды колебаний $2a = 0,025$ мм. Результаты испытания образцов приведены в табл. 2, а диаграммы сдвига показаны на рис. 1б.

Таблица I

Лаб. № грунта	Струк- тура	Удельный вес, г/см ³	Объемный вес, г/см ³	Влажн., %	Число пл., %	коэфф. пор.
39-73	естест.	2,65	1,78	25,2	13,4	0,853
39-73а	наруш.	2,65	1,88	32,0	13,4	0,861

Параметры статического и вибрационного сопротивлений грунта сдвигу, определенные методом наименьших квадратов (ГОСТ 12248-66), сведены в табл. 3.

Как видно из рис. 1б и табл. 3, влияние вибраций на сопротивление грунта сдвигу весьма значительное.

Для того, чтобы проследить за изменчивостью сопротивления грунта сдвигу при большом интервале изменения амплитуды колебаний, в одном состоянии плотности-влажности грунта ($\bar{b}_z = 1,0$ кгс/см²) определены $\bar{\tau}_{cg}$ еще при двух значениях $2a = 0,1$ и $0,2$ мм (рис. 1а). Из рис. 1а видно, что уменьшение сопротивления грунта сдвигу в основном реализуется в пределах изменчивости $2a = 0 + 0,1$ мм. Дальнейшее увеличение амплитуды колебаний сравнительно мало влияют на $\bar{\tau}_{cg}$.

II. Стандартное сопротивление сдвигу образцов грунта нарушенного сложения определены в трех различных состояниях плотности-влажности ($\bar{b}_z = 1,0; 2,0$ и 3,0 кгс/см²) как при приложении касательных напряжений (крутящих моментов) без вибраций ($a = 0, \omega = 0$), так и при различных значениях амплитуды колебаний и постоянной частоте ($\omega = const$).

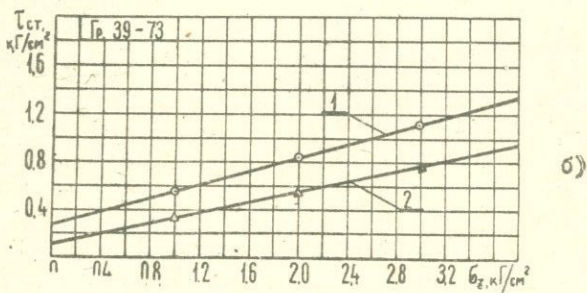
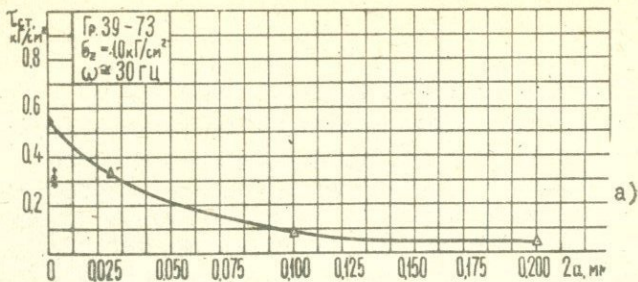


Рис. 1. Кривая $\tilde{\tau}_{сд} = f(2\alpha)$ (а) и диаграммы сдвига (б).

1 - $a = 0, \omega = 0$; 2 - $2a = 0,025$ мм, $\omega \approx 30$ гц.

Условия проведения опытов прежние.

Результаты испытания образцов сведены в таблицу 4.

В виду того, что при различных σ_z в эксперименте не были получены одинаковые значения амплитуды колебаний ($2a$), в начале (на основании данных таблицы 4) построены кривые зависимости $\tau_{сг} = f(2a)$ для трех значений $\sigma_z = 1,0; 2,0;$ и $3,0$ кгс/см², которые на левой части рис.2 показаны сплошными линиями. Затем трансформируя кривые $\tau_{сг} = f(2a)$ в координатах $\tau_{сг} - \sigma_z$ построены диаграммы сдвига для четырех значений амплитуды колебаний ($a = 0, \omega = 0; 2a = 0,01; 0,04$ и $0,08$ мм при $\omega \approx 30$ гц), которые на правой части рис.2 также изображены сплошными линиями.

Таблица 2

σ_z , кгс/см ²	Предельные крутящие моменты ($M_{пр}$), кгс·см		Стандартное сопротивление сдвигу ($\tau_{сг}$), кгс/см ²	
	$a = 0$ $\omega = 0$	$2a = 0,025$ мм $\omega \approx 30$ гц	$a = 0$ $\omega = 0$	$2a = 0,025$ мм $\omega \approx 30$ гц
1,0	148,9	90,0	0,552	0,334
2,0	226,8	148,9	0,841	0,552
3,0	300,0	209,0	1,113	0,775

Параметры s и φ , как и выше, определены методом наименьших квадратов (ГОСТ 12248-66). Их значения приведены в таблице 5.

Таблица 3

Параметры	$a = 0$ $\omega = 0$	$2a = 0,025$ мм $\omega \approx 30$ гц
$tg \varphi$	0,281	0,221
φ	15° 42'	12° 30'
s , кгс/см ²	0,274	0,113

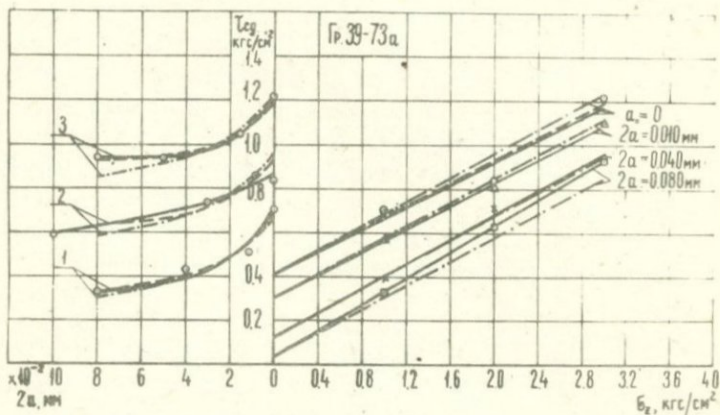


Рис. 2. Кривые зависимости $\tilde{\tau}_{сд} = f(2\alpha)$ и $\tilde{\tau}_{сд} = f_1(\sigma_2)$.

1 - $\sigma_2 = 1,0 \text{ кгс/см}^2$; 2 - $\sigma_2 = 2,0 \text{ кгс/см}^2$; 3 - $\sigma_2 = 3,0 \text{ кгс/см}^2$.

———— $c \neq \text{const}$, $\varphi \neq \text{const}$,

- - - - $c \neq \text{const}$, $\varphi = \varphi_{ср}$.

Кривые $c = c(2a)$ и $\varphi = \varphi(2a)$, построенные по экспериментальным данным (таблица 5), показаны на рис.3.

Таблица 4

$2a$, мм	$\tau_{c\varphi}(2a)$ в кгс/см ² при σ_s		
	1,0 кгс/см ²	2,0 кгс/см ²	3,0 кгс/см ²
0	0,71	0,84	1,22
0,008	-	0,86	-
0,011	0,51	-	-
0,015	-	-	1,05
0,03	-	0,74	-
0,04	0,43	-	-
0,05	-	-	0,94
0,08	0,33	-	0,94
0,10	-	0,59	-

Аппроксимация указанных кривых осуществлена по следующим выражениям:

$$c(2a) = \frac{A}{B + (2a)^n} = c_x =$$

$$= \frac{0,0109}{0,0211 + ()^{1,122}} = 0,1063 ; \quad (1)$$

$$\varphi(2a) = \varphi_0 + K(2a) = 14,5^0 + 27,5(2a) ; \quad (2)$$

Отметим, что выражение (1) справедливо при $0 \leq 2a \leq 0,105$ мм, так как при $2a = 0,105$ мм, $c(2a) = 0$, а при $a = 0$ - $c(0) = 0,41 = c$.

Величины параметров c и φ , определенные выражениями (1) и (2), приведены в таблице 5. По этим значениям вычислены величины стандартного сопротивления грунта сдвигу как при переменном угле внутреннего трения, так и при среднем

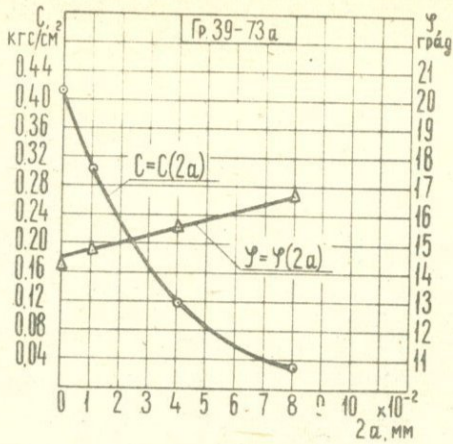


Рис.3. Кривые изменности c и ψ в зависимости от величины амплитуды колебаний ($2a$)

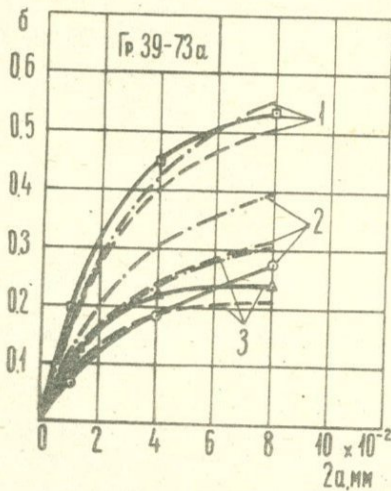


Рис.4. Кривые $\delta = \delta(2a)$. I - $\delta_z = 1,0$ кгс/см²; 2 - $\delta_z = 2,0$ кгс/см²; 3 - $\delta_z = 3,0$ кгс/см²;
 --- $\sigma \neq const$; $\psi \neq const$;
 -.-.- $\sigma \neq const$; $\psi = \psi_{ср}$.

его значения $\varphi_{cp} = 15^\circ 24'$. Результаты вычислений сведены в таблицу 6.

Таблица 5

Параметры	Амплитуда колебаний ($2a$), мм					
	0	0,01	0,04	0,08	Средние значения	
c , кгс/см ²	Эксперимент.	0,41	0,30	0,12	0,03	-
	По выр. (I)	0,41	0,30	0,12	0,03	-
φ	Эксперимент	14° 18'	14° 48'	15° 36'	16° 42'	15° 21'
	По выр. (2)	14° 30'	14° 47'	15° 36'	16° 42'	15° 24'

На левой части рис.2 штриховыми линиями показаны кривые изменчивости сопротивления сдвигу в зависимости от амплитуды колебаний $\tau_{сг} = f(2a)$, построенные по данным таблицы 6 при учете изменчивости как сцепления c , так и угла внутреннего трения φ . Там же штрих-пунктирными линиями показаны те же кривые при пренебрежении изменчивости угла внутреннего трения. На правой части рис.2 приведены диаграммы сдвига, построенные по данным таблицы 6. Обозначения прежние.

Таблица 6

$2a$, мм	$\tau_{сг}(2a) = c(2a) + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi(2a)$			$\tau_{сг}(2a) = c(2a) + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_{cp}$		
	σ_z , кгс/см ²			σ_z , кгс/см ²		
	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
0	0,67	0,92	1,19	0,68	0,96	1,23
0,01	0,56	0,83	1,09	0,57	0,85	1,12
0,04	0,40	0,68	0,96	0,39	0,67	0,94
0,08	0,33	0,63	0,93	0,30	0,58	0,85

По полученным данным определены коэффициенты влияния вибраций на сопротивление грунта сдвигу δ , используемые Д. Д. Барканом [1] для оценки изменения сопротивления сдвигу грунтов вследствие вибрационного воздействия:

$$\delta = \frac{\bar{\zeta}_{cg} - \bar{\zeta}_{cg}(2a)}{\bar{\zeta}_{cg}} \quad (3)$$

где $\bar{\zeta}_{cg}(2a)$ и $\bar{\zeta}_{cg}$ - стандартные сопротивления грунта сдвигу, определяемые при воздействии вибраций и без него.

Изменяемость δ в зависимости от величины амплитуды колебаний на рис. 4 показаны сплошными линиями. На том же рисунке штриховыми и штрих-пунктирными линиями показаны кривые $\delta = \delta(2a)$, построенные по данным таблицы 6 с учетом и без учета изменяемости угла внутреннего трения при вибрации соответственно.

Нетрудно видеть, что вибрация оказывает значительное влияние на сопротивление грунта сдвигу. Причем, чем меньше уплотняющая нагрузка ζ_2 , тем больше эффект вибрационного воздействия на сопротивление грунта сдвигу. Очевидно, что при расчете оснований (работающих в условиях вибраций) по первому предельному состоянию учет вибрационных эффектов является необходимым.

Представляет значительный интерес исследование влияния отдыха на сопротивление грунта нарушенного сложения сдвигу. Для выяснения этого вопроса все образцы, срезанные при различных значениях амплитуды колебаний, были подвергнуты повторному испытанию на срез без вибраций после часового отдыха.

Опыт показал, что после отдыха, вследствие тиксо-тренинга упрочнения, практически полностью восстанавливается первоначальное сопротивление образцов сдвигу.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве. Гос. изд. по строительству, архитектуре и строительным материалам. М., 1950.

2. Месчин С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. Изд. "Недра", М., 1974.

3. Ничипорович А.А. Сопротивление связанных грунтов сдвигу при расчете гидротехнических сооружений на устойчивость. Стройиздат, М., 1948.

4. Преображенская Н.А., Савченко И.А., О влиянии вибраций на сопротивление глинистых грунтов сдвигу. В сб. НИИ оснований и подземных сооружений Акад. строительства и архитектуры СССР, № 32, 1958.

ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ ПРИ ВИБРАЦИЙ

БАДАЛЯН Р. Г.

(Ереван)

На сопротивление сдвигу грунтов вообще, глинистых грунтов в частности, оказывает существенное влияние вибрационные воздействия (амплитуда и частота колебаний) [1, 4, 5]. Поэтому при расчете оснований по первому предельному состоянию (по несущей способности), работающих в условиях вибраций, возникает необходимость определения прочностных характеристик грунтов с учетом этих воздействий.

Зависимость сопротивления грунта сдвигу (при постоянном нормальном напряжении σ_z) в отдельности от амплитуды или частоты колебаний не является однозначной, но общий характер их изменения одинаковы [2]. Учитывая это, ниже рассматривается влияние величины амплитуды колебаний на сопротивление глинистого грунта сдвигу при одной постоянной частоте ($\omega = \text{const}$).

Для установления прочностных характеристик грунта следует либо определить зависимости $\tau_{сд} = f(\sigma_z)$ при различных значениях амплитуды колебаний грунта ($a = \text{const}$) и трансформацией этих кривых получить зависимости $\tau_{сд} = f_1(a)$, либо наоборот — сначала определить зависимости $\tau_{сд} = f_1(a)$ для различных $\sigma_z = \text{const}$ и после этого построить кривые $\tau_{сд} = f(\sigma_z)$.

Опытами, выполненные на приборах одноплоскостного, двухплоскостного среза [4, 5] и кручения установлено, что зависимость $\tau_{сд} = f(\sigma_z)$ при различных значениях $a = \text{const}$ подчиняется линейному закону. Для глинистых грунтов она может быть представлена в виде [4, 2]:

$$\tau_{сд} = c(a) + \sigma_z \cdot \text{tg} \varphi(a) \quad (I)$$

где $c(a)$ и $\varphi(a)$ — зависящие от величины амплитуды колебаний грунта сцепление и угол внутреннего трения соответственно.

Зависимость $\tau_{сд} = f_1(a)$ при $\sigma_z = \text{const}$ имеет вид убывающей функции, стремящейся к некоторому предельному значению τ_∞ [2]. Причем значение τ_∞ зависит от величины нормального напряжения σ_z . Функцию $\tau_{сд} = f_1(a)$ можно, в частности, представить в виде:

$$\tau_{сг} = \frac{A}{B + a} + \tau_{\infty} \quad (2)$$

где A и B — определяемые из опыта параметры.

Нами проведены опыты по определению сопротивления глинистого грунта сдвигу с учетом вибраций на приборах М-5 [3] при постоянной частоте колебаний $\omega \approx 30$ гц. Испытаны сплошные образцы диаметром $d = 101$ мм и высотой $h = 24$ мм. В отличие от ранее выполненных работ [4,5], образцы испытаны при крутильных колебаниях, создаваемых миниатюрным вибратором направленного действия, закрепленного на верхнем подвижном штампе приборов кручения М-5. Величины амплитуды колебаний ($2a$), которые обусловлены массами и эксцентриситетами дебалансов вибратора, замерялись на наружных гранях испытываемых образцов индикаторами часового типа и прогибомерами Максимова с ценой деления 0,01 мм.

Испытаны образцы глинистого грунта нарушенного сложения (таблица I) после полного их водонасыщения. Все образцы предварительно уплотнены под действием нормального напряжения $\sigma_{z,н} = 3,0$ кгс/см², а затем испытаны на сдвиг при $\sigma_z = 1,0$; 2,0 и 3,0 кгс/см². Повторность опытов двухкратная. Продолжительность предварительного уплотнения (в среднем) 40 дней.

Таблица I

Лаборат. № грунта	Удельный вес, г/см ³	Объемный вес, г/см ³	Влажн., %	Кoeff. порист.	Число пластичности, %
39-73, а	2,65	1,88	32,0	0,861	13,4

Стандартное сопротивление сдвигу (по ГОСТ I2248-66) образцов определено как при отсутствии вибраций, так и при различных значениях амплитуды колебаний ($2a$). Результаты испытания образцов сведены в таблицу 2.

На основании данных таблицы 2 в начале построены кривые зависимости $\tau_{сг} = f_1(2a)$ для трех значений $\sigma_z = 1,0$; 2,0 и 3,0 кгс/см², которые на левой части рис. I показаны сплошными линиями (кривые 1, 2 и 3 соответственно). Затем трансформируя кривые $\tau_{сг} = f_1(2a)$ в координатах $\tau_{сг} - \sigma_z$ построены диаграммы

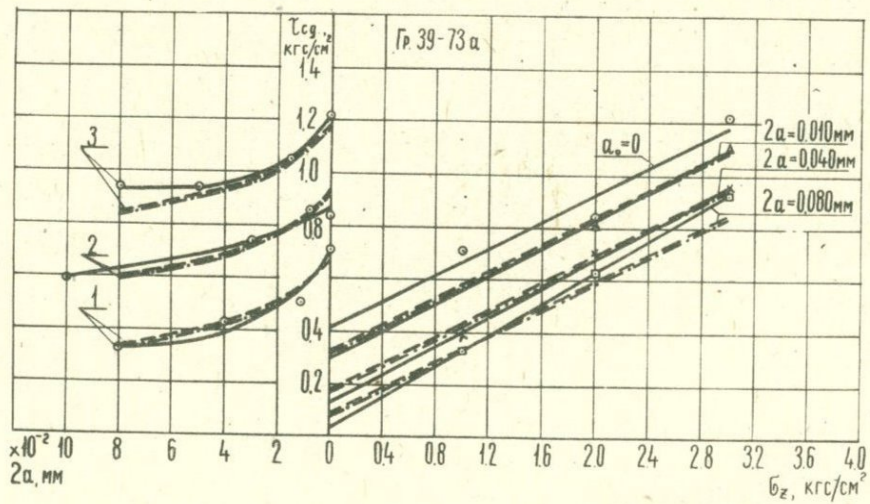


Рис. I

сдвига для четырех значений амплитуды колебаний ($a = 0$, $\omega = 0$; $2a = 0,01$; $0,04$ и $0,08$ мм при $\omega \approx 30$ гц), которые на правой части рис.1 также изображены сплошными линиями.

Таблица 2

2a, мм	$\tau_{cg}(2a)$ в кгс/см ² при β_z :		
	1,0 кгс/см ²	2,0 кгс/см ²	3,0 кгс/см ²
0	0,71	0,84	1,22
0,008	-	0,86	-
0,011	0,51	-	-
0,015	-	-	1,05
0,03	-	0,74	-
0,04	0,43	-	-
0,05	-	-	0,94
0,08	0,33	-	0,94
0,10	-	0,59	-

Параметры статического и вибрационного сопротивлений грунта сдвигу, определенные методом наименьших квадратов (по ГОСТ 12248-66), сведены в таблицу 3.

Кривая изменяемости $c = c(2a)$, построенная на основании данных таблицы 3, на рис.2 показана сплошной линией.

Таблица 3

Параметры	2a, мм			
	0	0,01	0,04	0,08
c, кгс/см ²	0,41	0,30	0,12	0,03
φ	14°18'	14°48'	15°36'	16°42'
tg φ	0,255	0,265	0,280	0,300

Из рис.2 и таблицы 3 видно, что вибрационные воздействия приводят к изменению как сцепления, так и угла внутреннего

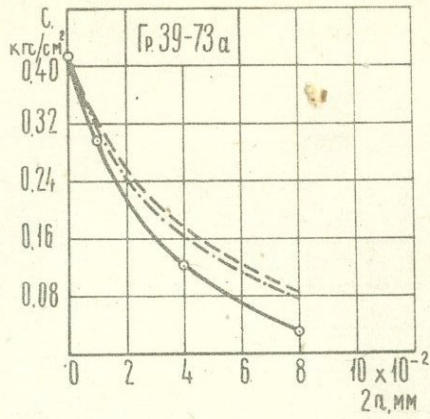


Рис. 2

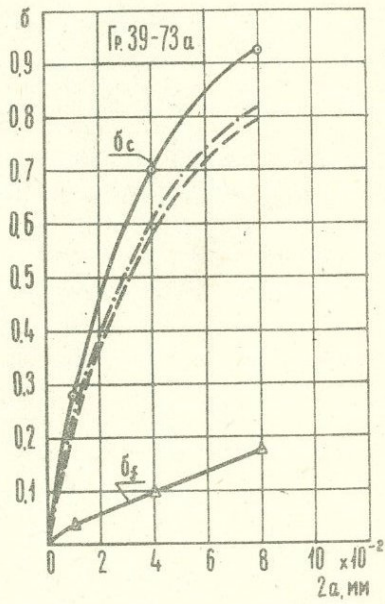


Рис. 3

трения грунта. Однако сравнивая величины коэффициентов эффекта влияния вибраций δ_c и δ_φ [I] (рис.3) можно убедиться в том, что вибрация в наибольшей степени влияет на сцепление, чем на угол внутреннего трения грунта. В частности, при $2a = 0,08$ мм эффект вибраций на сцепление грунта составляет 92,7% ($\delta_c = 0,927$), а на угол внутреннего трения - всего лишь 17,6% ($\delta_\varphi = 0,176$).

Учитывая этот весьма важный факт, для приближенной оценки прочностных характеристик глинистых грунтов можно влиянием вибраций на угол внутреннего трения φ пренебречь, т.е. в выражение (I) вместо $\varphi(a)$ подставить значение $\varphi_0 = \text{const}$, определяемое испытанием образцов грунта без вибраций. При таком допущении задача сводится только к определению зависимости $c = c(a)$. Ее можно получить, если иметь кривую $\tau_{c\varphi} = f_1(a)$ при каком либо одном постоянном $\sigma_z = \text{const}$.

Тогда $c = c(a)$ определится из соотношения (I):

$$c(a) = \tau_{c\varphi}(a) - \sigma_z \cdot \text{tg} \varphi_0, \quad (3)$$

где $\tau_{c\varphi}(a)$ - аналитическое выражение кривой $\tau_{c\varphi} = f_1(a)$.

При использовании выражения (2) из (3) получим

$$c(a) = \left(\frac{A}{B+a} + \tau_\infty \right) - \sigma_z \cdot \text{tg} \varphi_0. \quad (4)$$

Таким образом, для приближенного определения сопротивления глинистого грунта сдвигу с учетом вибраций достаточно определить величину φ_0 и кривую $\tau_{c\varphi} = f_1(a)$ при одном постоянном значении σ_z . Величину φ_0 определяют по обычной методике - испытанием образцов на сдвиг без вибраций при трех и более значениях σ_z . Зависимость $\tau_{c\varphi} = f_1(a)$ определяют испытанием образцов на сдвиг при наличии вибраций только в одном их состоянии.

С целью проверки изложенного выше метода нами использовано семейство кривых, приведенное на рис. I. Проверка осуществлена дважды.

I. В первом случае в качестве исходной принята кривая $\tau_{c\varphi} = f_1(2a)$, определенная испытанием образцов на сдвиг при $\sigma_z = 3,0$ кгс/см² и величину $\varphi_0 = 0,255$, определенной испытанием образцов без воздействия вибраций при $\sigma_z = 1,0$; $2,0$ и $3,0$

кгс/см².

Кривая $\tau_{сg} = f_1(2a)$ при $G_z = 3,0$ кгс/см² аппроксимирована выражением вида (2):

$$\tau_{сg}(2a) = \frac{A}{B + 2a} + \tau_{\infty} = \frac{0,027}{0,05 + 2a} + 0,64 \quad (5)$$

и на левой части рис. I показана пунктирной линией.

Зависимость $c = c(2a)$ определена из соотношения вида (4):

$$c(2a) = \frac{0,027}{0,05 + 2a} - 0,125 \quad (6)$$

Кривая $c = c(2a)$, построенная по выражению (6), на рис. 2 показана пунктирной линией.

Наконец, кривые зависимости $\tau_{сg} = f(G_z)$ для различных $a = \text{const}$ можно будет определить по выражению вида (I):

$$\begin{aligned} - \tau_{сg}(2a, G_z) &= c(2a) + G_z \cdot \tau_g \varphi_0 = \\ &= \frac{0,027}{0,05 + 2a} - 0,125 + 0,255 \cdot G_z \quad (7) \end{aligned}$$

Кривые зависимости $\tau_{сg} = f(G_z)$ для трех значений амплитуды колебаний грунта ($2a = 0,01$; $0,04$ и $0,08$ мм), определенные выражением (7), на правой части рис. I показаны пунктирными линиями. На левой части этого же рисунка пунктирными линиями изображены также кривые $\tau_{сg} = f_1(2a)$, полученные для $G_z = 1,0$ и $2,0$ кгс/см².

Как видно из рис. I, расхождение между результатами опыта и полученных выражением (7) данных не велико. Небольшой разброс обусловлен пренебрежением влияния вибраций на величину угла внутреннего трения грунта φ .

II. Во втором случае в качестве исходной принята кривая $\tau_{сg} = f_1(2a)$, определенная при $G_z = 1,0$ кгс/см² и $\varphi_0 = 0,255$.

Описанием кривой $\tau_{сg} = f_1(2a)$ при $G_z = 1,0$ кгс/см² получено выражение

$$\tau_{сg}(2a) = \frac{0,027}{0,05 + 2a} + 0,12 \quad (8)$$

Тогда зависимость $C = c(2a)$ примет следующий вид:

$$c(2a) = \frac{0,027}{0,05 + 2a} - 0,135 \quad (9)$$

Аппроксимирующая по выражению (9) кривая на рис.2 показана штрих-пунктирной линией.

Для определения зависимости $\zeta_{cg}(2a, \zeta_z)$ окончательно получено

$$\zeta_{cg}(2a, \zeta_z) = \frac{0,027}{0,05 + 2a} - 0,135 + 0,255 \cdot \zeta_z \quad (10)$$

Кривые, построенные по выражению (10), на рис.1 показаны штрих-пунктирными линиями.

Величины ζ_{cg} , определенные по выражениям (7) и (10), практически совпадают. Это свидетельствует о том, что для построения кривых $\zeta_{cg}(2a, \zeta_z)$ можно в качестве исходной принять кривую $\zeta_{cg} = \zeta_1(2a)$, определенной при любом значении $\zeta_z = \text{const}$.

По вычисленным из выражений (6) и (9) значениям $c(2a)$ определены коэффициенты эффекта влияния вибраций $\delta_c(2a)$, которые на рис.3 показаны пунктирными и штрих-пунктирными линиями соответственно. Из этого рисунка видно, что наибольшее расхождение имеет место при $2a = 0,08$ мм и составляет всего 13 %, т.е. находится в пределах точности экспериментирования.

Таким образом, для приближенной оценки прочностных характеристик глинистых грунтов с учетом вибраций можно воспользоваться предлагаемым методом. Его применение позволит сократить объем экспериментальных работ примерно в 2 раза.

Следует отметить также, что предлагаемый метод даст наиболее достоверные результаты при определении сопротивления сдвигу глинистых грунтов, у которых силы сцепления намного превосходят сил трения и изменением последних при вибраций можно пренебречь.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баркан Д.Д. Виброметод в строительстве. Гос. изд. по строительству, архитектуре и строительным материалам, М., 1959.
2. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л., Стройиздат, 1970.
3. Месчян С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. Изд. "НЕДРА", М., 1974.

4. Преображенская Н.А., Савченко И.А. О влиянии вибраций на сопротивление глинистых грунтов сдвигу. В сборнике НИИ оснований и подземных сооружений Акад. строительства и архитектуры СССР, № 32, 1958.

5. Murayama S., Shibata T., On the dynamic properties of clay. Proc. 2nd Conf. Earthquake Engng., Tokyo - Kyoto, 1960. I, 297 - 310.

СДВИГОВАЯ ВИБРОПОЛЗУЧЕСТЬ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА

БАДАЛЯН Р.Г., МЕСЧЯН С.Р.

(Ереван)

Виброползучесть (ползучесть при вибрационных воздействиях) представляет большой научно-практический интерес вообще, а виброползучесть при сдвиге в особенности. Вопрос влияния вибрационного воздействия на сдвиговую ползучесть практически не исследован. Настоящая работа призвана несколько восполнить этот пробел.

Исследована сдвиговая виброползучесть водонасыщенного переплотненного суглинка нарушенного сложения (таблица I) предварительно уплотненного в начале под действием $\sigma_{z,n} = 5,0$ кгс/см², а затем разгруженного до $\sigma_z = 2,0$ кгс/см² в течение 25 дней. Опыты проведены на приборах кручения кольцевых образцов НИС ГИДРОПРОЕКТ [2,3] при постоянной частоте $\omega \approx 30$ гц и различных значениях амплитуды крутильных колебаний.

Таблица I

Лаборат. № грунта	$\gamma_{уд}$, г/см ³	$\gamma_{0'}$, г/см ³	W, %	ϵ	Пределы пластичности, %		
					W _T	W _p	W _{пл}
39-73,6	2,65	1,94	28,9	0,761	40,7	27,3	13,4

Крутильные колебания создавались при помощи миниатюрного вибратора горизонтально направленного действия, закрепленного на верхнем (подвижном) диске-штампе прибора кручения кольцевых образцов [2,3]. Образцы испытывались при трех значениях амплитуды колебаний: $a = 0$; $2a = 0,01$ и $0,06$ мм.

Перед испытанием на ползучесть, как обычно [3], были определены начальные значения сопротивления грунта сдвигу при указанных трех значениях амплитуды колебаний ($\omega \approx 30$ гц) и постоянном уплотняющем давлении $\sigma_z = 2,0$ кгс/см². Начальные сопротивления сдвигу грунта (таблица 2) определены методом стандартного среза (ГОСТ I2248-66).

В целях решения поставленной перед нами задачи подвергли испытанию на ползучесть три серии образцов-близнецов при трех различных значениях относительных крутящих моментов (относительных касательных напряжений $\tau / \tau_{ст}$) (таблица 3).

Длительность испытания на ползучесть образцов без вибрационного воздействия была равна 576 ч, а в условиях вибраций - 24ч.

Таблица 2

Амплитуда колебаний ($2a$), мм	Предельные крутящие моменты ($M_{кр}$), кгс см	Стандартные сопротивления сдвигу ($\tau_{ст}$), кгс/см ²
0	253,9	1,07
0,01	222,5	0,94
0,06	205,6	0,87

На рис. I для примера приведены результаты испытания одной серии образцов-близнецов, которые на правой его части показаны в виде кривых ползучести (сплошные линии). На левой части того же рисунка сплошными линиями показаны зависимости $\gamma_{II} = f(M_{кр})$ и $\gamma_{II} = f_1(\tau)$ для $t = 20$ ч.

Таблица 3

$2a$, мм	$M_{кр}/M_{пр}$	$\tau / \tau_{ст}$	τ , кгс/см ²
0	0,3	0,374	0,40
	0,6	0,607	0,65
	0,8	0,860	0,92
0,01	0,3	0,372	0,35
	0,6	0,596	0,56
	0,8	0,851	0,80
0,06	0,3	0,379	0,33
	0,6	0,598	0,52
	0,8	0,839	0,73

Кривые $\gamma_{II} = f_1(\tau)$ всех трех серии испытания образцов аппроксимированы степенной функцией вида $\gamma_{II} = B \cdot \tau^n$. Параметры B и n этой функции сведены в таблицу 4.

Аппроксимация кривых ползучести при сдвиге осуществлена степенной функцией вида [2,3] :

$$\gamma_{II} = A_0 \cdot t^m \quad (I)$$

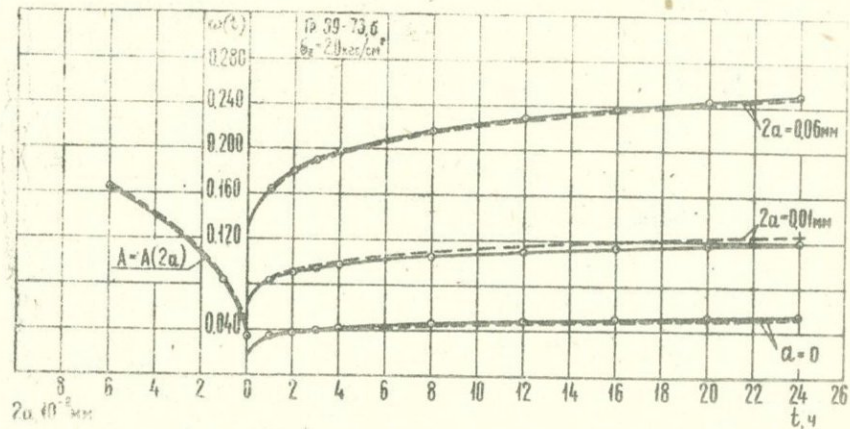


Рис. I

Параметры A_0 и m экспериментальных кривых ползучести сведены в таблицу 5.

Таблица 4

$2a$, мм	0	0,01	0,06
B	0,0514	0,1152	0,2438
n	3,157	3,152	3,650

Описание семейств экспериментальных кривых ползучести выполнено по приближенной методике [4] - по известному соотношению нелинейной теории ползучести [1]:

$$\gamma_{\Pi}(t) = \omega(t) \cdot F(\tau), \quad (2)$$

где $\omega(t)$ - мера ползучести; $F(\tau) = \tau^n$ - функция касательного напряжения, учитывающая нелинейную деформацию ползучести при движении.

Таблица 5

$2a$, мм	$M_{кр}/M_{пр}$	0,3	0,6	0,8
0	τ , кгс/см ²	0,40	0,65	0,92
	A_0	0,00134	0,00881	0,03847
	m	0,235	0,144	0,069
0,01	τ , кгс/см ²	0,35	0,56	0,80
	A_0	0,00202	0,01344	0,04620
	m	0,204	0,111	0,070
0,06	τ , кгс/см ²	0,33	0,52	0,73
	A_0	0,00186	0,01509	0,06245
	m	0,255	0,133	0,072

При аппроксимации семейств кривых ползучести ($a = 0$ и $2a = 0,01; 0,06$ мм) по выражению (2) мера ползучести определена из соотношения

$$\omega(t) = \frac{Y_n(t)}{F(\tau_i)} = \frac{A_0 t^m}{\tau_i^n} = A \cdot t^m, \quad (3)$$

где $Y_n(t)$ - аппроксимирующее выражение экспериментальной кривой ползучести при $\tau = \tau_i$; $F(\tau_i) = \tau_i^n$ - функция касательного напряжения при том же $\tau = \tau_i$.

Во всех исследованных нами случаях в качестве исходной, для определения меры ползучести по выражению (3), использованы экспериментальные кривые ползучести, полученные при $M_{кр}/M_{пр} = 0,6$ (таблица 5).

Для мер ползучести получены следующие выражения:

$$\omega(t, a = 0) = \frac{0,00881 \cdot t^{0,144}}{3,157^{0,144}} = 0,03433 \cdot t^{0,144}; \quad (4)$$

(0,65)

$$\omega(t, 2a = 0,01 \text{ мм}) = 0,08358 \cdot t^{0,111}; \quad (5)$$

$$\omega(t, 2a = 0,06 \text{ мм}) = 0,16416 \cdot t^{0,133}. \quad (6)$$

Кривые мер ползучести, построенные по выражениям (4) - (6), на правой части рис.2 показаны сплошными линиями. На левой части того же рисунка сплошной линией показана кривая зависимости $A = A(2a)$.

Кривая $A = A(2a)$ аппроксимирована следующим выражением

$$A(2a) = \omega_0 + B_0 \cdot (2a)^{n_0} = 0,03433 + 0,5949 \cdot (2a)^{0,541}, \quad (7)$$

которая на левой части рис.2 изображена штриховой линией.

Используя усредненное значение параметра $m_{ср} = 0,129$ получено следующее общее выражение меры ползучести, учитывающее влияние вибраций на деформацию ползучести при единичном касательном напряжении ($\tau = 1 \text{ кгс/см}^2$)

$$\omega(t, 2a) = A(2a) \cdot t^{m_{ср}} =$$

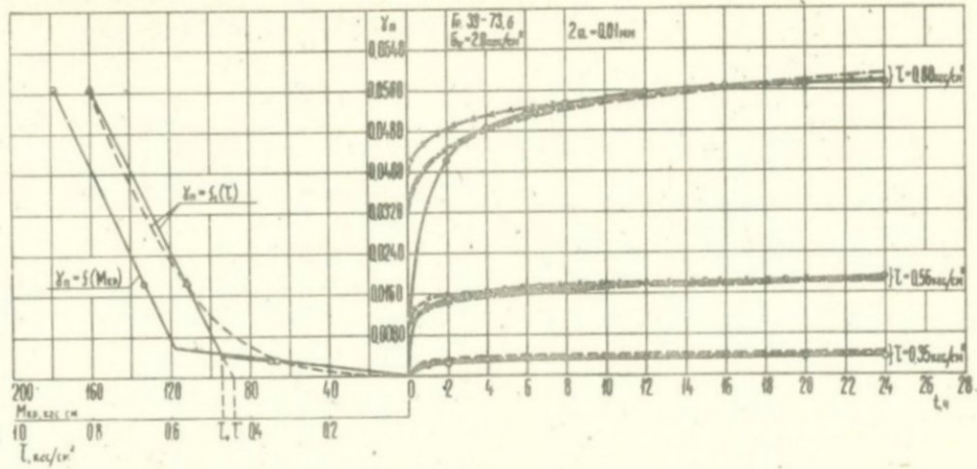


Рис. 2

$$= [0,03433 + 0,5949 \cdot (2a)^{0,54I}] \cdot t^{0,129} \quad (8)$$

Кривые мер ползучести, построенные по выражению (8), на правой части рис.2 показаны штриховыми линиями.

Учитывая достаточную близость параметра n всех трех серии опытов (таблица 4) и используя его среднее значение $n_{ср} = 3,320$ выражение (2), с учетом вибрационных воздействий, записано окончательно следующим образом

$$\gamma_{II}(t, 2a) = [0,03433 + 0,5949 \cdot (2a)^{0,54I}] \cdot t^{0,129} \cdot \zeta^{3,320} \quad (9)$$

Кривые, построенные по выражению (9), на рис.3 показаны штриховыми линиями. Экспериментальные кривые ползучести на этом рисунке показаны сплошными линиями. Из рис.3 следует, что все три семейства экспериментальных кривых виброползучести аппроксимированы вполне удовлетворительно.

В целях сопоставления выполнена аппроксимация семейств кривых ползучести исходя из раздельного рассмотрения двух линейных областей деформирования [3,5]. Для определения меры ползучести первой области линейного деформирования $\omega^I(t)$ за исходную принята экспериментальная кривая, соответствующая $M_{кр}/M_{пр} = 0,3$, а для второй области линейного деформирования: в одном случае использована кривая $M_{кр}/M_{пр} = 0,6$, а в другом - $M_{кр}/M_{пр} = 0,8$.

Для примера, приведенного на рис.1, получено следующее выражение меры ползучести

$$\omega^I(t) = \frac{A_0 \cdot t^m}{\zeta} = \frac{0,00202 \cdot t^{0,204}}{0,35} = 0,00577 \cdot t^{0,204} \quad (10)$$

а выражение (2) записано в виде

$$\gamma_{II}^I(t) = 0,00577 \cdot t^{0,204} \cdot \zeta \quad (11)$$

Для второй области линейного деформирования, при использовании экспериментальной кривой ползучести $M_{кр}/M_{пр} = 0,6$, получено

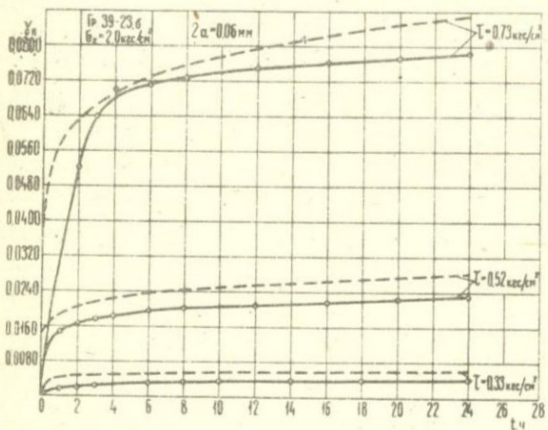
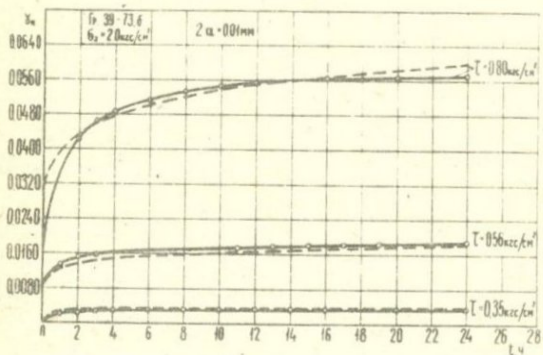
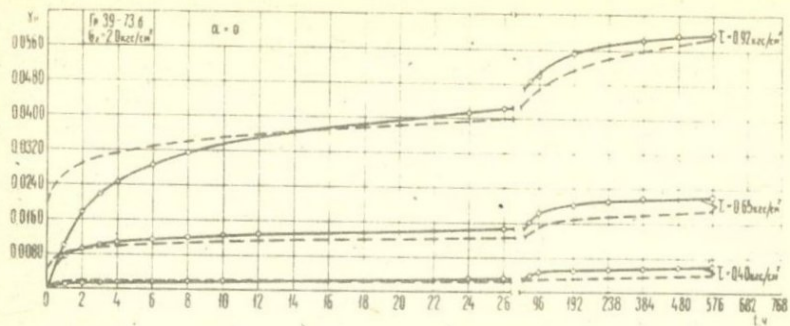


Рис. 3

$$\omega_{I,1}^{\bar{I}}(t) = \frac{A_0 \cdot t^m}{\tau - \tau'} = \frac{0,01344 \cdot t^{0,III}}{0,56 - 0,445} = 0,11687 \cdot t^{0,III}, \quad (12)$$

$$\gamma_{п,1}^{\bar{I}}(t) = 0,11687 \cdot t^{0,III} \cdot (\tau - \tau'), \quad (13)$$

а при использовании экспериментальной кривой ползучести, соответствующей $M_{кр}/M_{пр} = 0,8$:

$$\omega_{2,2}^{\bar{I}}(t) = \frac{A_0 \cdot t^m}{\tau - \tau'} = \frac{0,04620 \cdot t^{0,070}}{0,80 - 0,445} = 0,13014 \cdot t^{0,070}, \quad (14)$$

$$\gamma_{п,2}^{\bar{I}}(t) = 0,13014 \cdot t^{0,070} \cdot (\tau - \tau'), \quad (15)$$

где τ' - отрезок, отсекаемый прямой второй линейной области деформирования на оси касательных напряжений (рис.1).

Кривая, построенная по выражению (II) для $\tau = 0,35$ кгс/см², совпадает с экспериментальной (рис.1). Кривые, построенные по выражению (13) для $\tau = 0,56$ и $0,80$ кгс/см², на правой части рис.1 показаны штрих-пунктирными линиями, а по выражению (15) - штрих-крестиками. Легко заметить, что кривые, построенные по выражениям (9) и (13), практически не отличаются друг от друга. Можно также отметить, что практически все аппроксимации семейств кривых ползучести по приведенным выше выражениям вполне удовлетворительны.

Из изложенного выше следует, что вибрационные воздействия оказывают существенное влияние на величину деформации ползучести при сдвиге. Причем, с определенным допущением можно считать, что указанное влияние в основном реализуется через параметр A выражения (3).

Опытами установлено, что параметр нелинейности деформации ползучести n (таблица 4) практически не зависит от величины амплитуды колебаний (2а). Установлена также независимость параметра ползучести m выражения (I) от амплитуды колебаний при одном и том же относительном касательном напряжении $\tau/\tau_{ст}$ (таблица 6). Что же касается параметра A_0 того же выражения, то с точностью разброса опытных данных также можно считать, что при одинаковых $\tau/\tau_{ст}$ он не зависит от 2а (таблица 6).

При учете отмеченных выше закономерностей деформации сдвиговой ползучести при вибрационных воздействиях можно с одной стороны сильно упростить запись уравнения реологического состояния глинистых грунтов при виброползучести, а с другой - уменьшить объем экспериментальных исследований для определения параметров виброползучести. Разумеется, что полученные нами результаты должны быть еще проверены испытанием на виброползучесть других разновидностей глинистых грунтов.

Таблица 6

2 a , мм	$M_{кр}/M_{пр}$	$\tau/\tau_{ст}$	τ , кгс/см ²	A_0	$A_{0,ср}$	m	$m_{ср}$
0 0,01 0,06	0,3	0,374 0,372 0,379	0,40 0,35 0,33	0,00134 0,00202 0,00186	0,00174	0,235 0,204 0,255	0,231
0 0,01 0,06	0,6	0,607 0,596 0,598	0,65 0,56 0,52	0,00881 0,01344 0,01509	0,01430	0,144 0,111 0,133	0,129
0 0,01 0,06	0,8	0,860 0,851 0,839	0,92 0,80 0,73	0,03847 0,04620 0,06245	0,04900	0,069 0,070 0,072	0,070

В заключение отметим, что установленные в этой работе результаты весьма сходны с результатами, полученными ранее нами при исследовании влияния состояния грунта на деформации ползучести [5]. В работе [5] было установлено, что показатель степени n не зависит от состояния грунта, а при одних и тех же относительных касательных напряжениях $\tau/\tau_{ст}$ не зависят от состояния грунта параметры ползучести A_0 и m выражения (1).

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.-Л., Гостехтеоретиздат, 1952.
2. Месчян С.Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, изд. АН Арм ССР, 1967.
3. Месчян С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., изд. "Недра", 1974.

4. Месчан С.Р. К вопросу об описании семейства кривых ползучести глинистых грунтов при сдвиге. Известия высших учебных заведений "Строительство и архитектура", № 4, 1974.

5. Месчан С.Р., Бадалян Р.Г. Влияние состояния грунта на деформации ползучести при сдвиге. Журнал "Гидротехническое строительство", № 8, 1975.

РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ НАБУХАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
С УЧЕТОМ ФАКТОРОВ ВЛАЖНОСТИ И ВРЕМЕНИ
Л.Г. БАЛАЕВ, Г.Н. ВИНОГРАДОВА
(ВНИИГМ, Москва)

В настоящее время при проектировании сооружений на набухающих грунтах определение возможных деформаций оснований производится по данным компрессионных испытаний методом суммирования. При этом величины относительного набухания каждого расчетного слоя подсчитывается для условий максимально возможного водонасыщения без учета фактора времени. Практика мелиоративного строительства показывает, что при глубоком залегании грунтовых вод основания каналов и сооружений, как правило, имеют повышенную влажность лишь в верхних слоях грунтовой толщи. Ниже расположенные слои грунтов зоны аэрации имеют влажность, равную или близкую к наименьшей влагоемкости грунта. Поэтому результаты расчета деформаций набухания, полученные по прогнозу и в натуре, имеют значительные расхождения. Кроме того, для глинистых оснований необходим учет фактора времени, поскольку глинистые грунты способны деформироваться в течение длительного времени под действием постоянных внешних нагрузок.

Установлено [3 , 4], что величина набухания зависит от давления и влажности грунтов. Причем, в зависимости от величины внешней нагрузки, в процессе замачивания возможны проявление деформаций двух видов: набухания или уплотнения. Каждый из этих процессов возникает в результате комплексного воздействия воды и давления на скелет грунта и продолжается после прекращения подачи воды при стационарном напряженном состоянии как следствие проявления реологических свойств глинистых грунтов [2] .

Изучение закономерностей процесса набухания проводилось нами на компрессионных приборах конструкции Гидропроекта. Исследовались покровные суглинки волжских террас (Спасская оросительная система). Исходя из предположения о реологической природе процесса набухания, нами была использована методика компрессионных испытаний, предложенная Месчаном С.Р. для определения характеристик ползучести скелета глинистого грунта при его уплотнении [1] .

Деформация набухания образца грунта при конечной влажности w и при давлении σ к моменту времени t запишется в виде:

$$S_H(\sigma, w, t) = S_H^*(\sigma = 1 \text{ кгс/см}^2, w = w_H, t) f(\sigma) F(w), \quad (I)$$

где S_H^* - деформация набухания при единичной нагрузке и влажности, равной полному водонасыщению к моменту времени t ,

$f(\sigma)$ - функция напряжений, характеризующая зависимость между деформациями набухания и уплотняющими нагрузками при данной влажности,

$F(w)$ - функция влажности, характеризующая зависимость деформации набухания от влажности при прочих равных параметрах.

Определение вида функции напряжений производилось путем испытания в компрессионном приборе нескольких образцов - близнецов под действием различных по величине нагрузок. При единичной нагрузке функция напряжения равна единице. В случае обратно-пропорциональной зависимости между деформациями и напряжениями функция напряжений для процесса набухания запишется в виде:

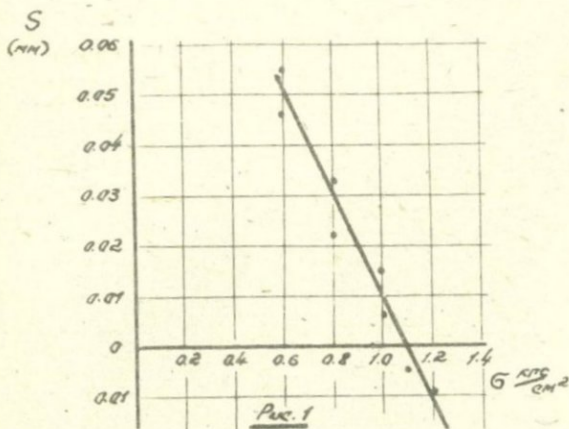
$$f(\sigma) = \frac{1}{\sigma}. \quad (2)$$

Исследуемые покровные суглинки относятся к слабонабухающим грунтам, однако полученные данные позволили проверить возможность применения методики [I] и теории ползучести для описания процесса набухания глинистых грунтов.

Испытания проводились по следующей схеме.

Испытывалось несколько образцов - близнецов для получения зависимости "деформация набухания - напряжение" при различных нагрузках. На основании этих испытаний строился график с изображением кривых "деформация набухания - время" для различных напряжений. Затем, используя полученные данные, строилась зависимость $S_H = f(\sigma)$ для некоторого фиксированного

промежутка времени " t ". На рис. I представлена эта зависимость при $t = 3$ сут.



Зависимость деформаций от напряжений

На рис. I видно, что указанная зависимость носит прямолинейный характер в интервале нагрузок до $1,1 \text{ кг/см}^2$. При нагрузках, больших $1,1 \text{ кг/см}^2$, наблюдается уплотнение образцов. Следовательно, давление равное $1,1 \text{ кг/см}^2$ является давлением набухания. В дальнейшем, при проведении эксперимента принятые нами нагрузки не превышали $1,0 \text{ кг/см}^2$, что позволило использовать в расчетах функцию напряжений выраженную зависимостью (2):

2. функция влажности, входящая в выражение (1), определялась путем испытаний образцов грунта различной начальной и конечной влажности под различными уплотняющими нагрузками. Полученные данные были использованы для построения графиков зависимости:

$$S_H^\sigma = f \left[\frac{W - W_0}{W_0} \right],$$

где S_H^σ - деформация набухания, соответствующая конкретному значению уплотняющей нагрузки,

W_0 - влажность образца грунта до начала испытания,

W - влажность образца грунта после испытания.

Указанная зависимость была построена для промежутка времени, равного 3 суткам (рис. 2).

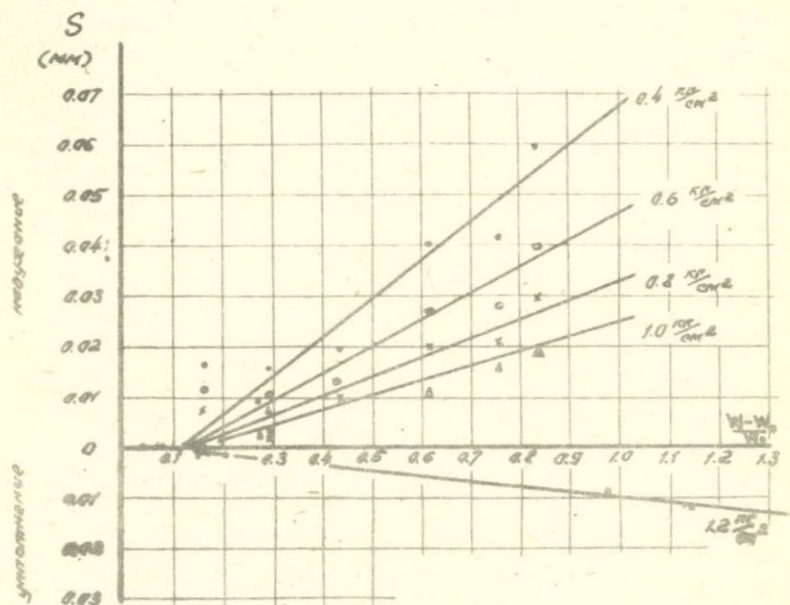


Рис.2. Зависимость деформаций от относительного приращения влажности

На рисунке видно, что зависимость $S_H^6 = f \left[\frac{W-W_0}{W_0} \right]$ может быть принята прямолинейной. Причем, начало процесса набухания наступает после достижения определенной влажности, равной начальной влажности набухания. Величина начальной влажности набухания является функцией свойств грунта и зависит от давления. Однако в нашем случае, при диапазоне нагрузок от 0,4 кг/см² до 1,0 кг/см² величина влажности, соответствующая началу процесса набухания, принимается постоянной, не зависящей от давления.

Функция влажности, входящая в выражение (I), может быть записана в виде

$$\bar{f}(W) = \frac{\frac{W-W_0}{W_0} - \bar{f}(W_{нач})}{\frac{W_n-W_0}{W_0} - \bar{f}(W_{нач})} \quad (3)$$

где $f(w_{нач})$ — отрезок на оси абсцисс, отсекаемой прямой

$$S_H^{\xi} = f\left(\frac{w - w_0}{w_0}\right),$$

w_{II} — влажность, соответствующая полному водонасыщению.

Поскольку точка пересечения соответствует началу процесса набухания, имеем

$$f(w_{нач}) = \frac{w_{нач} - w_0}{w_0} \quad (4)$$

Подставляя (4) в уравнение (3) получим:

$$\tilde{f}(w) = \frac{w - w_{нач}}{w_{II} - w_{нач}} \quad (5)$$

Откуда уравнение (1) перепишется в виде:

$$S_H(\xi, w, t) = S_H^* \frac{w - w_{нач}}{w_{II} - w_{нач}} \frac{1}{\xi} \quad (6)$$

Проверка справедливости уравнения (6), поскольку в нашем случае зависимость $S_H = f(\xi)$ линейна, показала хорошую сходимость расчетных и опытных данных. Результаты выполненных расчетов приводятся в таблице.

Таблица

w_0 %	$w - w_0$ %	w_{II} %	Опытные данные				Расчетные данные		
			Деформация набухания (мм) при нагрузках (кгс/см ²)						
			1,0	0,4	0,6	0,8	0,4	0,6	0,8
			при $w = w_{II}$		при w				
18,9	8,3	31,9	0,016	0,020	0,013	0,010	0,020	0,014	0,010
20,0	3,3	24,6	0,002	0,017	0,012	0,008	0,015	0,010	0,008
15,1	9,4	27,6	0,021	0,041	0,027	0,020	0,037	0,025	0,019
17,7	5,2	26,6	0,011	0,007	0,004	0,002	0,011	0,007	0,006
13,5	11,3	28,2	0,029	0,060	0,040	0,030	0,054	0,036	0,027
13,7	10,4	27,5	0,026	0,042	0,028	0,021	0,049	0,033	0,024
17,1	5,0	27,7	0,009	0,016	0,011	0,008	0,011	0,007	0,005

При расчете деформаций набухания мы исходили из следующих предположений:

а) начало процесса набухания соответствует некоторой начальной влажности набухания $W_{нач}$;

б) прекращение набухания происходит в момент, когда конечная влажность грунта соответствует полному водонасыщению.

Последнее предположение несколько условно, поскольку рост деформаций набухания прекращается не при полном водонасыщении грунта, а в момент, когда толщина водных пленок вокруг частиц грунта возрастет до предельных размеров и исчезнет расклинивающее давление [3,4]. Т.е. конечная влажность грунта при набухании равна влажности набухания (W_H), которая соответствует состоянию предельно набухшего грунта. Величина влажности набухания для каждой генетической разновидности грунтов должна быть найдена опытным путем. Для ориентировочных расчетов Сорочан Е.А. предложил принимать:

$$\text{для глины } W_H = 0,6 - 0,65 W_T,$$

$$\text{для суглинков } W_H = 0,75 W_T,$$

где W_T - влажность грунта на пределе текучести.

Исходя из высказанных выше соображений, общее уравнение для расчета деформации набухания следует записать в виде:

$$S_H(\delta, w, t) = S_H^*(\delta = 1 \text{ кгс/см}^2, w = W_H, t) \times \frac{W - W_{нач}}{W_H - W_{нач}} \frac{\Delta}{\delta}, \quad (7)$$

где W_H - влажность набухания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Месчян С.Р. Плазучесть глинистых грунтов. Ереван, 1967.
2. Мустафаев А.А., Чигинев Г.Д., Назирова Г.Р. О реологической природе деформации набухания в глинистых и просадки в лесовых грунтах. "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1974, № 5
3. Передельский Л.В., Ананьев В.П. Набухание и усадка глинистых грунтов. Ростов-на-Дону, 1973
4. Сорочан Е.А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. М., 1974

НЕЛИНЕЙНО-ВЯЗКОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ ГРУНТОВ -
СОПОСТАВЛЕНИЕ ТЕОРИИ И ЭКСПЕРИМЕНТА

С.С.ВЯЛОВ, М.Э.СЛЕПАК

(НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

В докладе С.С.Вялова "Кинетическая теория деформирования грунтов", помещенном в настоящем сборнике, выведено уравнение нелинейно-вязкого течения при сложном напряженном состоянии

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i}{\tau_0} \left(\frac{t}{t_0} + 1 \right)^{-n}, \quad (I)$$

базирующееся на рассмотрении физической сущности процесса деформирования и исходящее из представления об этом процессе как о кинетическом процессе. В настоящем сообщении покажем методику обработки опытных данных в соответствии с полученным уравнением, а также приведем сопоставление опытных данных с результатами вычислений. В формуле (I) приняты обозначения:

τ_i и $\dot{\gamma}_i$ - интенсивности касательных напряжений и скоростей деформаций сдвига, t - время, t_0 - параметр времени, вводимый для соблюдения размерностей, n - функция напряжений, равная

$$n = \lambda_2 - \lambda_1 \tau_i / (\tau_{s(o)} - \tau_i), \quad (2)$$

где

$$\tau_{s(o)} = \tau_{s(o)}^0 (1 + \sigma_m / H_{s(o)})^{\lambda_3} \quad (3)$$

$\tau_{s(o)}$ (или τ_o) - условно-мгновенный предел текучести при сложном напряженном состоянии (сопротивление сдвигу на октаэдрической площадке), $\tau_{s(o)}^0$ (или τ_o^0) - условно-мгновенный предел текучести при чистом сдвиге, σ_m - среднее нормальное напряжение, $H_{s(o)}$ и λ_3 - параметры связности и упрочнения при условно-мгновенном сдвиге. Во многих случаях $\lambda_3 = 1$, тогда $H_{s(o)} = \tau_{s(o)}^0 / \text{tg} \psi_{s(o)}$, где $\psi_{s(o)}$ - угол внутреннего трения на октаэдрической площадке.

τ_0 - начальная вязкость грунта, λ_1 и λ_2 - структурные параметры, характеризующие расслабление и упрочнение грунта. Эти параметры имеют строго определенный физический смысл.

Уравнение (I) позволяет в зависимости от величины действующих напряжений описать все встречающиеся виды

кривых ползучести. Действительно, принимая $t^* \ll 1$ и $\eta_0^* = \eta_0 (t^*)^{-n}$, упростим уравнение (I), представив его в следующем виде

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i}{\eta_0^*} t^{-n} \quad (4)$$

Интегрируя это уравнение, получим, что деформация ползучести будет равна

$$\delta_i = \delta_{i0} + \frac{\tau_i}{\eta_0^* (1-n)} t^{1-n} \quad \text{при } n < 1, \text{ т.е. при } \tau_i > \tau_{s(1)} = \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1} \tau_{s(0)} \quad (5)$$

$$\delta_i = \delta_{i0} + \frac{\tau_i}{\eta_0^*} \ln t \quad \text{при } n = 1, \text{ т.е. при } \tau_i = \tau_{s(1)} \quad (6)$$

$$\delta_i = \delta_{i\infty} - \frac{\tau_i}{\eta_0^* (n-1)} t^{1-n} \quad \text{при } n > 1, \text{ т.е. при } \tau_i < \tau_{s(1)} \quad (7)$$

Здесь δ_{i0} , $\delta_{i\infty}$ и δ_i - условно-мгновенное, предельно-длительное и текущее значения интенсивности деформаций сдвига.

Уравнение (5) при $n < 0$, т.е. при $\tau_i > \tau_{s(2)} = \lambda_2 \tau_{s(0)} / (\lambda_1 + \lambda_2)$ описывает процесс прогрессирующего течения ($\delta_i \rightarrow \infty$, $\dot{\gamma}_i \rightarrow \infty$ при $t \rightarrow \infty$); при $n = 0$, т.е. при $\tau_i = \tau_{s(2)}$ - линейно-вязкое течение с постоянной скоростью; при $0 < n < 1$, т.е. при $\tau_{s(1)} < \tau_i < \tau_{s(2)}$ - процесс вековой ползучести ($\delta_i \rightarrow \infty$, $\dot{\gamma}_i \rightarrow 0$ при $t \rightarrow \infty$). Уравнение (6) также описывает процесс вековой ползучести, но с более интенсивным затуханием скоростей. Наконец, уравнение (7) соответствует затуханию деформаций ($\delta_i \rightarrow \delta_{i\infty}$, $\dot{\gamma}_i \rightarrow 0$ при $t \rightarrow \infty$).

Методика обработки таких испытаний на ползучесть глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии в соответствии с формулами (I) и (2) состоит в следующем.

Пусть имеется K серий испытаний на ползучесть, причем в каждой серии образцы испытываются при одном и том же постоянном нормальном напряжении $\sigma_{m(j)}$ ($j = 1, \dots, K$), но при различных значениях интенсивности касательных напряжений $\tau_{i(\ell j)}$ ($\ell = 1, \dots, p_j$, где p_j - количество образцов, испытываемых в j -ой серии).

В таком случае значения параметров η_0^* и $n_{j\ell}$ уравнения (4) можно определить, преобразовав последнее к линейному виду:

$$\ln(\delta_i/\tau_i) = \ln(1/\eta_0^*) - n \ln t \quad (8)$$

Тогда, построив график в координатах $\ln(\delta_i/\tau_i) - \ln t$ (рис. I-а), определим из него значения η_0^* и $n_{j\ell}$. После этого, трансформируя все имеющиеся пары точек $(n_{j\ell}, \tau_{i(j\ell)})$ в координатах $n - (\tau_i/\tau_0) / (1 - \tau_i/\tau_0)$, определим параметры λ_1 и λ_2 уравнения (2) (рис. I-б). Окончательно значения $n_{j\ell}$ вычисляются по формуле (2) по известным значениям λ_1 и λ_2 . Величины $(\tau_{s(0)})$ должны быть определены заранее либо опытным путем, либо по трем точкам (n', τ_i') , (n'', τ_i'') , (n''', τ_i''') кривой $n - \tau_i$:

$$\tau_{s(0)} = \frac{\tau_i''' - \mathcal{X} \tau_i''}{1 - \mathcal{X}}, \quad \mathcal{X} = \frac{(n' - n'')(\tau_i''' - \tau_i'')}{(n' - n''')(\tau_i'' - \tau_i')} \quad (9)$$

Наконец, параметры $\tau_{s(0)}$ и λ_3 (при $\lambda_3 \neq 1$) уравнения (3) могут быть определены путем спрямления этого уравнения в координатах $\ln \tau_{s(0)} - \ln(1 + \sigma_m/H_{s(0)})$ (рис. I-в). При этом $H_{s(0)}$ должно быть предварительно определено (например, по трем точкам кривой $\tau_{s(0)} - \sigma_m$). При $\lambda_3 = 1$ параметры $H_{s(0)}$ и $\psi_{s(0)}$ непосредственно находятся из графика $\tau_{s(0)} - \sigma_m$. Приведем пример обработки опытных данных по описанной выше методике, используя данные Р.В. Максимиак [1] и С.Р. Месчяна, полученные из испытаний глинистых грунтов на ползучесть. Опыт С.Р. Месчяна, заключающийся в испытании образцов глинистого грунта полутвердой консистенции (структура нарушенная, $W = 32,9\%$), выполнялись на приборе, позволяющем осуществить скручивание цилиндрических образцов ($\gamma = 50,5 \text{ мм}$, $h = 24 \text{ мм}$) с одновременным воздействием вертикального давления σ_z . Было испытано три серии образцов при различных вертикальных нагрузках

$\sigma_z = 3,0 - 5,0 - 8,0 \times 10^5 \text{ Па}$. В каждой серии испытывалось по три образца под различными постоянными скручивающими нагрузками. Например, при $\sigma_z = 5 \times 10^5 \text{ Па}$ $\tau = 0,7 - 1,19 - 1,93 \times 10^5 \text{ Па}$. Кривые ползучести для этого значения уплотняющего давления приведены на рис. 2.

Обработку этих опытов начнем с определения значений τ_i , σ_m и δ_i . Прежде всего отметим, что, как следует из условий испытания, хотя $\delta_i \neq \delta'$, $\delta_i = \delta''$. Значения τ_i

и σ_m вычисляются по формулам

$$\tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{2(1-\xi)^2 \sigma_z^2 + 6\tau^2}; \quad \sigma_m = \frac{1+2\xi}{3} \sigma_z \quad (10)$$

где $\xi = \nu / (1-\nu)$

Приняв для данного грунта $\nu = 0,3$, получим

$$\tau_i = \sqrt{0,11 \sigma_z^2 + \tau^2}; \quad \sigma_m = 0,62 \sigma_z \quad (11)$$

Значения предельно-длительного $\tau_{s(\infty)}$ и условно-мгновенного $\tau_{s(0)}$ сопротивления сдвигу принимаем для рассматриваемых опытов равными: $\tau_{s(\infty)} = \tau_{cm}$, $\tau_{s(0)} = 2\tau_{s(\infty)}$, где τ_{cm} - известное из опытов стандартное сопротивление сдвигу. Например, при $\sigma_z = 5 \times 10^5$ Па, $\sigma_m = 3,1 \times 10^5$ Па, $\tau_i = 1,8 - 2,04 - 2,35 \times 10^5$ Па, $\tau_{s(0)} = 4,82 \times 10^5$ Па.

Далее перестроим опытные кривые скоростей ползучести в координатах $\ln(\delta_i/\tau_i) - \ln t$ (рис.1-а). Тангенсы углов ψ наклона полученных прямых к оси абсцисс определяют значения

$n = -\tan \psi$ (эти значения представлены в таблице I), а общая для всех прямых точка $(0, D)$ пересечения с осью ординат - значение $\eta_0^* = e^{-D}$, которое оказалось равным

$$\eta_0^* = 3,17 \times 10^8 \text{ Па} \times \text{сутки} = 2,7 \cdot 10^{12} \text{ пз.}$$

Параметры λ_1 и λ_2 определяются, как указано выше, на основе известных уже значений n путем построения графика в координатах $n - (\tau_i/\tau_0)/(1-\tau_i/\tau_0)$. Было получено $\lambda_1 = 1,08$, $\lambda_2 = 1,43$.

Таким образом, откорректированные значения n (см. таблицу I) вычисляются по формуле:

$$n = 1,43 - 1,08 \frac{\tau_i}{\tau_{s(0)} - \tau_i} \quad (12)$$

Как видно из таблицы I, эти значения заключены в пределах $0 < n < 1$, поэтому расчетные кривые ползучести строятся на основании формулы (5) и соответствует процессу ползучести с затухающей скоростью. Эти кривые для $\sigma_z = 5 \times 10^5$ Па приведены на рис.2, где также приведены опытные точки. Аналогичный вид имели кривые и при других значениях σ_z . Для окончательной проверки проведем сопоставление экспериментальных и теоретических данных для всех опытных точек при всех значениях σ_z и τ . Такое сопоставление представлено на графике рис.3, построенном в координатах $Y = \delta_i(\text{выч}) \times 10^2$, $X = \delta_i$ (опытн.) $\times 10^2$.

Все точки кучно легли на биссектрису угла ($X = Y$), что свидетельствует о хорошей аппроксимации опытных данных уравнениями (1) и (2).

Испытания Р.В.Максимьяк выполнялись в условиях чистого сдвига путем скручивания полых цилиндрических образцов глинистого грунта (каолин, $W = 38\%$) под различными постоянными сдвигающими нагрузками, равными $\tau = 83; 90; 100; 135; 165$ и 10^2 Па. Как известно, в этом случае интенсивности касательных напряжений, деформаций и скоростей сдвига совпадают соответственно со сдвигающими напряжениями, деформациями и скоростями деформаций сдвига: $\tau_i = \tau$, $\delta_i = \delta$, $\dot{\delta}_i = \dot{\delta}$. Кривые развития деформаций δ и скоростей деформаций во времени, полученные в данных опытах, приведены на рис. 4.

Обработка рассматриваемых опытов производится аналогично тому, как было описано выше. Полученные в результате обработки значения параметров n представлены в таблице I. Значения λ_1 и λ_2 оказались равными $\lambda_1 = 0,65$, $\lambda_2 = 1,04$, величина $\tau_{s(0)}$ была определена по формуле (9) $\tau_{s(0)} = 262 \times 10^2$ Па. Критические значения напряжений $\tau_{s(1)}$ и $\tau_{s(2)}$ равны:

$$\tau_{s(1)} = \frac{\lambda_2 - 1}{\lambda_1 + \lambda_2 - 1} \tau_{s(0)} = 15 \times 10^2 \text{ Па}, \quad \tau_{s(2)} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \tau_{s(0)} =$$

$= 162 \times 10^2$ Па. Как видно из таблицы I, значения напряжений, соответствующие первым четырем кривым рис. 4, находятся в пределах $\tau_{s(1)} < \tau < \tau_{s(2)}$ (соответственно $0 < n < 1$), поэтому расчетные кривые в этих случаях описывают процессы ползучести с затухающей скоростью. Для кривой 5 (рис. 4) $\tau = 165 \times 10^2$ Па ($\tau > \tau_{s(2)}$, $n < 0$) и расчетная кривая соответствует процессу прогрессирующего течения. Описанные результаты полностью согласуются с экспериментальными данными (рис. 4), а расчетные кривые (за исключением кривой 4) достаточно точно аппроксимируют опытные значения.

Таким образом, результаты сопоставления теоретических (вычисленных по формулам (1) и (2)) и экспериментальных данных двух серий опытов по описанной выше методике свидетельствует о применимости уравнений (1) и (2) для описания процессов ползучести глинистых грунтов.

Таблица I

ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ n ДЛЯ РАССМАТРИВАЕМЫХ
ПРИМЕРОВ

$\sigma_z \times 10^{-5} \text{ Па}$	τ	n		Автор опытов
		опытов	вычисл.	
3	$0,51 \times 10^5 \text{ Па}$	0,71	0,86	С. Р. Мещян
	0,83 -"-	0,36	0,70	
	1,17 -"-	0,50	0,44	
5	0,7 -"-	0,87	0,78	
	1,19 -"-	0,41	0,64	
	1,66 -"-	0,53	0,40	
8	1,08 -"-	1,23	0,77	
	1,73 -"-	0,64	0,65	
	2,44 -"-	0,38	0,44	
0	$83 \times 10^2 \text{ Па}$	0,92	0,74	
	90 -"-	0,7	0,7	
	100 -"-	0,64	0,64	
	135 -"-	0,49	0,35	
	165 -"-	-0,05	-0,05	

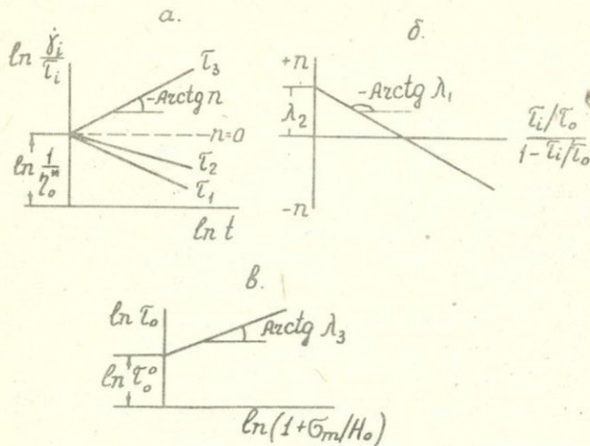


Рис.1. Схема обработки опытных данных в соответствии с формулами (1), (2), (3).

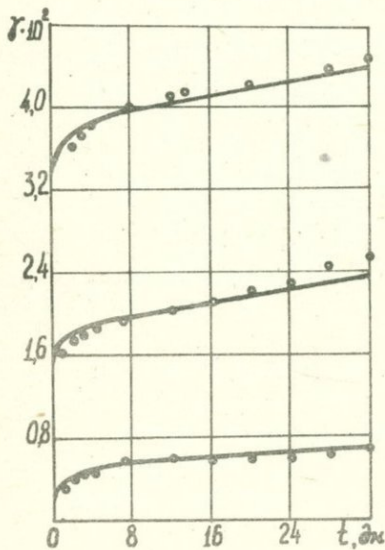


Рис.2. Кривые ползучести при $\sigma_x = 5 \times 10^5$ Па. Точки - опытные данные, сплошные кривые - результаты расчета.

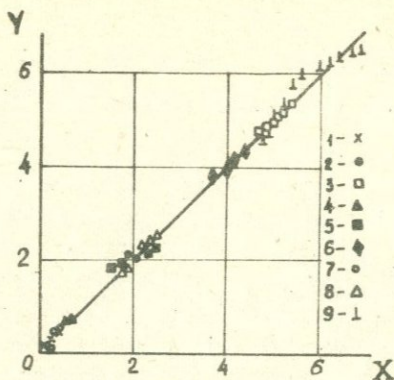


Рис.3 Кривые ползучести в обобщенных координатах.
Точки соответствуют следующим значениям напряжений

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\tau \times 10^{-5} \text{ Па}$	0,51	0,83	1,17	0,7	1,19	1,66	1,08	1,73	2,44
$\sigma_2 \times 10^{-5} \text{ Па}$		3			5			8	

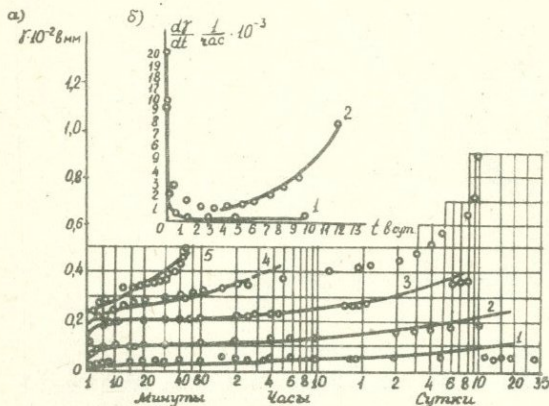


Рис. 4 Кривые ползучести

а. 1 - при $\tau = 83$, 2 - при $\tau = 90$, 3 - при $\tau = 100$
 4 - при $\tau = 135$, 5 - при $\tau = 165 \times 10^2$ Па
 и скоростей ползучести

б. 1 - при $\tau = 50$, 2 - при $\tau = 180 \times 10^2$ Па.

Точки - опытные данные, сплошные кривые - результаты расчета.

Л и т е р а т у р а

1. С. С. Вялов, Ю. К. Зарецкий, Р. В. Максимак, Н. К. Пекарская.
 Кинетика структурных деформаций и разрушения глин (в сб.
 "Труды к 8 международному конгрессу по механике грунтов
 и фундаментостроению, Москва, 1973 г.)

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ВРЕМЕНИ ДО ОБРУШЕНИЯ ОТКОСОВ МЕРЗЛЫХ
ПОРОД

С.С.ВЯЛОВ, Г.И.БОНДАРЕНКО

(НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Как известно, процесс развития оползня приводит с течением времени к его лавинному обрушению. Соответственно прогнозирование указанного процесса должно заключаться во-первых в определении ожидаемой интенсивности оползания, т.е. скорости смещения склона, а во-вторых, в определении времени, через которое может произойти лавинное обрушение. Аналогичные проблемы стоят и при рассмотрении процессов оползания склонов и откосов из мерзлых грунтов - как при их оттаивании (например, при устройстве выемки в мерзлых породах), так и при оползании слоя мерзлого грунта по подстилающей скальной породе. Последний случай имеет, например, место при отсыпке отработанной или "пустой" породы и отвалы на естественных склонах. Отсыпаемая порода в зимнее время замерзает, но летом начинается ее оползание по склону, причем, как правило, отсыпка пустой породы продолжается после этого, вплоть до момента, когда скорость оползания достигает некоторого критического значения; обрушение отвалов происходит через какое-то время после прекращения отсыпки (такая технология принята, например, на комбинате "Апатит").

С целью изучения указанных процессов в лаборатории механики мерзлых грунтов НИИ оснований и подземных сооружений проводились исследования закономерности оползания мерзлого грунта по жесткому подстилающему склону и была сделана попытка прогнозирования времени до обрушения. Отметим, что полученные закономерности в принципе являются справедливыми и для анализа оползней (немерзлых) естественных склонов.

Проведенные лабораторные исследования / I /, заключающиеся в испытаниях на сдвиг и на скашивание образцов мерзлого грунта по скальной поверхности показали следующее:

I. Сдвиг мерзлого грунта по подстилающей поверхности происходит путем как сдвига блока мерзлого грунта по скальной поверхности, так и вязкого течения самого мерзлого грунта внутри блока.

2. Смещение грунта во времени развивается как процесс незагущающей ползучести. Суммарное смещение протекает в виде установившегося течения - см.рис.1, а,б (участок АБ), переходящего со временем в прогрессирующую стадию с возрастающей скоростью деформирования (участок БВ), которая заканчивается разрушением в некоторый момент времени t_p . Разрушение происходит в результате смещения грунта по подстилающей поверхности.

Возникает вопрос, что же является критерием разрушения и как предсказать время t_p , через которое это разрушение произойдет. В качестве критерия длительного разрушения предложено / 2 / принимать достижение деформацией некоторого критического значения

$$\lambda = \lambda_p = const. \quad (1)$$

Действительно, проведенные опыты на сдвиг мерзлого грунта по контакту со скалой показали, что вне зависимости от величины нагрузки и времени деформирования разрушения в процессе ползучести наступает при достижении некоторой определенной величины деформации λ_p (см.рис.1,б). Причем с возрастанием скорости установившегося течения время до разрушения уменьшается, что четко видно на графике $t_p = f(\dot{\gamma})$ (см.рис.2,а). При построении этой зависимости в логарифмических координатах (рис.2,б) опытные точки явно ложатся на прямую

$$\lg t_p = B - m \lg \dot{\gamma}, \quad (2)$$

где t_p - время до разрушения;

$\dot{\gamma} = \frac{d\lambda}{dt}$ - скорость установившегося течения на контакте;

B и m - параметры. Для нашего случая получено $B = 0,32$; а $m \approx 1$. Соответственно выражение (2) можно записать в следующем виде:

$$\dot{\gamma} t_p = const \quad (3)$$

Условие (3), хорошо известное в теории ползучести, было проверено рядом авторов / 3 / применительно к обрушению откосов немерзлых грунтов и дает вполне удовлетворительное совпадение с натурными данными.

Однако использование условия (3) для отвалов мерзлых пород, отсыпаемых на скальные склоны, осложняется тем, что

наблюдаемая скорость смещения отвалов является суммарной, а константа B определяется для приконтактного слоя. Кроме того, условие (3), являясь частным случаем более общего условия (I), строго говоря, относится к процессу течения, развивающемуся с постоянной скоростью от начала загрузки до момента обрушения. В действительности же стадия установившегося течения с какого-то момента времени переходит в прогрессирующую стадию с возрастающей скоростью деформирования. Это четко прослеживается как в лабораторных опытах (см. рис. I-б), так и по данным натурных наблюдений (см. рис. I-а).

Для учета влияния изменения скорости деформации в прогрессирующей стадии предложено / 4 / видоизменить условие (3), приняв его в следующей форме

$$\lambda = B \lg \frac{t_p - t_0}{t_p - t} \quad (4)$$

где λ - смещение отвала в любой момент времени t после начала прогрессирующего течения;

t_0 - время принимаемое за нулевой отсчет;

t_p - время до разрушения, отсчитываемое от момента t_0 .

Решение уравнения (4) относительно времени до разрушения t_p можно получить графически по трем точкам на кривой ползучести (на участке прогрессирующего течения). Для этого надо задаться произвольными значениями времени t_1, t_2, t_3 , связанными условиями, чтобы разность деформаций, соответствующих этим отрезкам времени, была бы постоянной: $\lambda_3 - \lambda_1 = \lambda_3 - \lambda_2$. Тогда зависимость (5) может быть приведена к следующему виду:

$$t_p - t_1 = \frac{1/2(t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - 1/2(t_3 - t_1)} \quad (5)$$

Таким образом, имея кривую ползучести и используя соотношение (5), можно по скоростям деформирования в данный момент предсказать через какое время произойдет разрушение. Определение этого времени удобно производить графически по следующей схеме (см. рис. 3, а).

Через точку A_2 , выбранную так, чтобы разность деформаций $\Delta \lambda = const$, проводим горизонтальную линию и проектируем на нее точки A_1 и A_3 , соответственно получим

A_1' и A_3' . Затем находим на этой линии средние точки M и N соответственно между A_1' и A_2 ; A_1' и A_3' . Проектируя их на вертикаль так, чтобы $M'A_2$ и $N'A_2$ были равны MA_2 и NA_2 , получаем M' и N' . Через A_1' и N' проводим прямую линию до пересечения с горизонтальной прямой, проходящей через точку M' , затем переносим точку в конечное положение, соответствующее A_3 , для которой определялось время до разрушения t_p .

Первое построение для выбранных t_1 , t_2 и t_3 определит время t_p , через которое произойдет разрушение, если интенсивность нарастания скорости на последующих участках будет такой же, как на рассмотренных нами отрезках. А именно, если скорость на третьем участке увеличится по сравнению со скоростью δ_2 на втором участке ($A_2 A_3$) во столько раз, во сколько раз скорость δ_2 больше скорости δ_1 (между A_1 и A_2), т.е. при условии, что после достижения A_3 скорость деформирования будет такой, что $\frac{\delta_3}{\delta_2} = \frac{\delta_2}{\delta_1}$. Однако интенсивность увеличения скорости деформирования не всегда сохраняется постоянной, поэтому для выявления характера деформирования и более точного установления времени до разрушения следует определить время до разрушения для нескольких точек на кривой ползучести, т.е. выбрать точки t_1' , t_2' и t_3' и определить t_p' , затем t_1'' , t_2'' и t_3'' , по которым определить время до разрушения t_p'' и т.д. По выбранным точкам строится кривая возможного времени до разрушения для данной кривой ползучести. Приближение этой кривой к вертикальному положению свидетельствует о начинающемся обрушении; значение t_p для этой точки является наиболее возможным (критическим) значением времени до разрушения - $t_{кр}$.

Учитывая, что наблюдаемая скорость оползания откосов является суммарной, а возникновение и развитие прогрессирующего течения, приводящего к обрушению, происходит в приконтактном слое, предварительно проводилось графическое определение момента разрушения по экспериментальным кривым ползучести. Оказалось, что кривые возможного времени до разрушения, построенные для суммарной и приконтактной кривых ползучести, имеют одинаковый характер изменения, а время до обрушения практически равно и хорошо совпадает с опытным. Значит время до момента обрушения можно определять по суммарной кривой ползучести.

Для проверки применимости этого графического метода в реальных условиях нами были использованы данные наблюдений за оползанием смерзшихся отвалов на естественных склонах Центрального рудника комбината "Апатит", проводившихся маркшейдерской службой этого рудника и Горным институтом КФАН СССР. Отсыпка породы в отвалы производится здесь до достижения критической скорости оползания (оседания рабочей площадки) 50 см/сутки, которая была выбрана на основании многолетних наблюдений. Данные таких наблюдений для одного из отвалов приведены на рис. I-а в виде кривой развития смещения породы во времени. Как видно, указанная кривая имеет тот же вид, что и кривая ползучести при сдвиге мерзлого грунта по жесткой поверхности, полученная из лабораторных испытаний (см.рис.I-б).

Покажем, как пользуясь данными натуральных наблюдений можно определить время, через которое произойдет лавинное обрушение отвала. Тем самым можно будет проверить правильность выбора критического значения скорости оползания.

На рис.3-а дано графическое построение кривых возможного времени до обрушения (пунктирные линии) для кривой оползания (сплошная линия) одного из отвалов, который отсыпался на южный склон и его обрушение носило лавинный характер. Построены две кривые возможного времени до разрушения для первоначального времени t_{01} (5 сентября) - I-я кривая и 2-я для первоначального времени t_{02} (5 октября). В обоих случаях линии возможного времени до разрушения вначале имеют тенденцию к удалению от кривой смещения отвала во времени. При достижении же скорости 50 см/сутки кривые возможного времени до разрушения резко изменяют свое направление, приближаются к линии оползания отвала и строятся к вертикальному положению, свидетельствуя о начале обрушения. Чем ближе момент обрушения, тем точнее совпадает прогнозируемое время до разрушения с фактическим. Время до обрушения можно предсказать с достаточной для практических целей точностью еще в процессе оползания задолго до момента обрушения. Чем раньше начато наблюдение и построение кривой наиболее вероятного времени до обрушения, тем лучше совпадает время, определенное графическим путем с наблюдаемым в действительности. Так для I-й кривой отклонение составляет не более 1 дня, а для второй - 4 дня. Если учесть, что начало обрушения может быть предсказано почти за месяц

До момента обрушения, то полученные отклонения можно считать не очень существенными.

Такое же графическое построение было проведено для кривых оползания еще трех южных отвалов. Как видно из таблицы I, прогнозируемое время достаточно точно совпало с фактическим. И хотя отвалы отсыпались в разное время и имели не одинаковую

Таблица I

Наименование отвалов и дата их обрушения.	Время до разрушения (сутки) после достижения скорости оползания 50 см/сутки.	
	Фактическое	Прогнозируемое
4 (1967 г.)	38	37
4 (1970 г.)	25	27
6 (1969 г.)	34	35 (36)
I (1972 г.)	24	27

геометрию склона время до разрушения после достижения критической скорости оползания равной 50 см/сутки во всех случаях оставило около месяца. Причем скорость оползания за это время возрастала до лавинного обрушения.

Несколько иначе развивалось деформирование северных отвалов, поскольку температура пород в отвале здесь несколько ниже, чем на южных склонах. На рис.3-6 дано графическое построение кривой возможного времени до обрушения для кривой оползания отвала № 8, отсыпанного на северный склон. Кривая возможного времени до обрушения отклоняется от кривой ползучести, свидетельствуя о медленном оползании. Действительно, после достижения скорости 50 см/сутки отвал в течение нескольких месяцев медленно сползал по склону. Лавинного обрушения не наступило. Кривые возможного времени до обрушения, построенные еще для 4-х северных отвалов, также отклонялись от кривых оползания отвалов, предсказывая их медленное сползание по склону. Этот прогноз характера деформирования отвалов совпадает с фактическим.

Проведенный анализ характера оползания северных отвалов показал принципиальную возможность отсыпки отвала на

северных склонах при скорости оползания большей, чем для южных.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Метод оценки возможности ведения отвальных работ по величине критической скорости является правильным. Величина критической скорости должна устанавливаться для конкретных условий.
2. Предложенный графический метод прогнозирования времени обрушения по третьей стадии ползучести позволяет еще в процессе оползания определить достаточно точно момент обрушения и характер деформирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Саловский А.В., Бондаренко Г.И. Прочность и деформируемость мерзлого грунта на контакте со скалой. "Основания, фундаменты и механика грунтов", №3, 1975.
2. Скибицкий А.М., Вялов С.С. Реологические процессы в мерзлых грунтах и плотных глинах. В кн. "Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Изд-во АН СССР, 1957.
3. Саито М., Уезава Х. Разрушение грунта в результате ползучести. Труды V Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению.
4. *Saito M. Forecasting time of slope failure by tertiary creep. Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1969, VII, p. 677-683.*

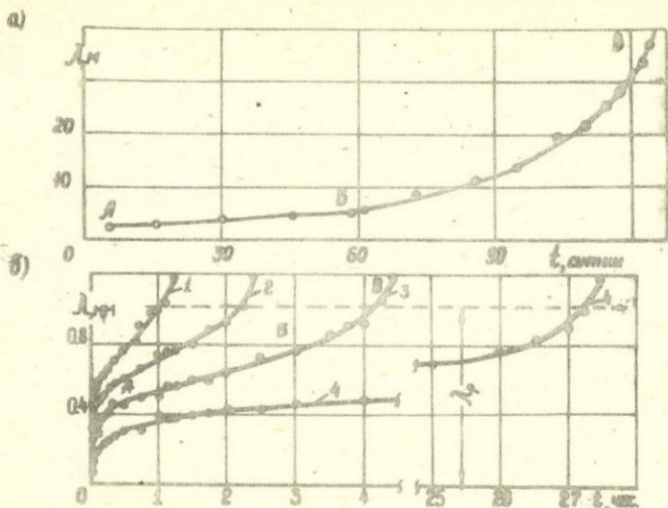


Рис. 1. Кривые ползучести: а) отвала Б 4; б) образцов мерзлого грунта по скальной поверхности при температуре $-2,5^{\circ}\text{C}$.

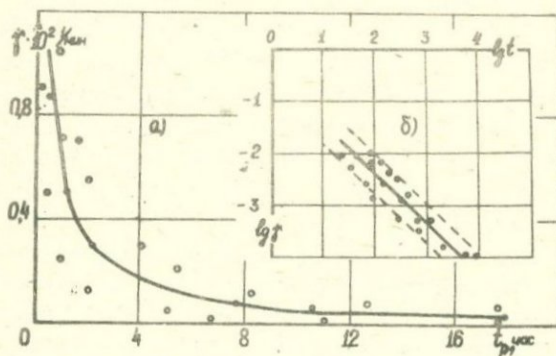


Рис. 2. Зависимость времени до разрушения от скорости установившегося течения в приконтактном слое.

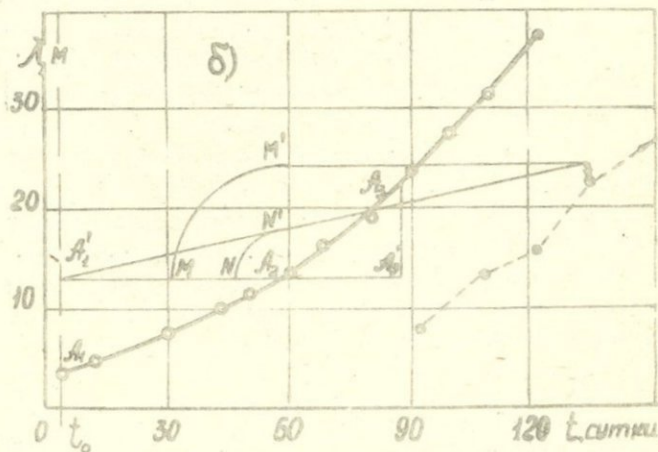
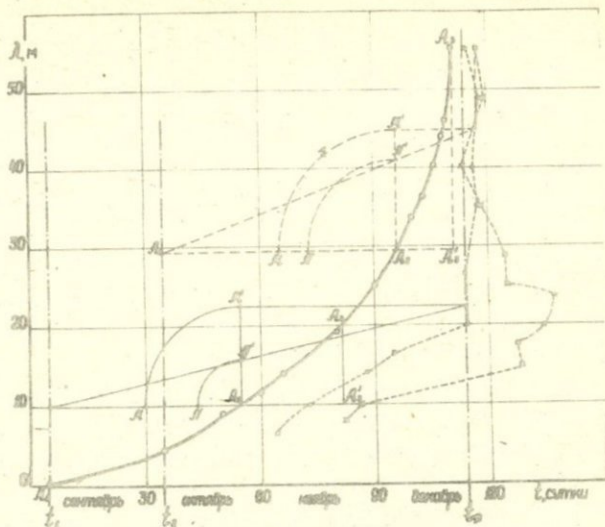


Рис.3. Графическое определение возможного времени до обрушения: а) для южного отвала № 6; б) для северного отвала № 8. Условные обозначения: сплошная линия - кривая оползания отвала; пунктирная - кривая возможного времени до обрушения; штрихпунктирная - линия первоначального, нулевого времени.

СОВМЕСТНОЕ ВЛИЯНИЕ КОНСОЛИДАЦИИ И ПОЛЗУЧЕСТИ
НА ДЕФОРМАЦИИ ФУНДАМЕНТОВ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ

ГОЛЬДИН А.Л., ВИНОГРАДОВА А.М., ЗЫРЕНОВА В.В.
(ВНИИГ им. Б.Е. ВЕДЕНЕВА)

В настоящем сообщении рассматривается задача о деформациях балочной плиты во времени, находящейся под заданной внешней нагрузкой, при учете консолидации и ползучести грунта основания. Постановка задачи связана с необходимостью определения длительных деформаций фундаментных плит турбоагрегатов тепловых и атомных электростанций.

Ранее в [1] была рассмотрена аналогичная задача в предположении, что консолидация грунта протекает в первый период после загрузки плиты (первичная консолидация), а после рассеивания порового давления происходит вязкие деформации скелета грунта (вторичная консолидация). Такой подход к проблеме длительных деформаций глинистых оснований часто не используется, однако, он не может быть принят во всех случаях практики, например, при малых значениях коэффициента фильтрации, когда скорость отжатия поровой жидкости соизмерима со скоростью длительных деформаций скелета грунта. В настоящей работе, в отличие от [1], процесс консолидации и ползучести рассматриваются одновременно.

Воспользуемся предложенным ранее [2] практическим методом расчета фундаментных плит на глинистом грунте, поры которого частично или полностью заполнены жидкостью. Существо предложенного метода заключается в представлении контактной эпюры в виде разложения в ряд по полиномам Чебышева

$$p(x,t) = \frac{R}{\pi a} \frac{1}{\sqrt{1-x^2}} + \frac{2M}{\pi a^2} \frac{x}{\sqrt{1-x^2}} + \frac{1}{\sqrt{1-x^2}} \sum_{n=2}^{\infty} A_n(t) T_n(x) \quad (I)$$

и определении неизвестных коэффициентов ряда $A_n(t)$ путем приравнивания прогибов балочной плиты осадкам поверхности основания. На каждом шаге расчета, I/ В формуле (I)

I/ Осадки поверхности основания обусловлены изменением пористости грунта в процессе консолидации.

R, M - сумма вертикальных сил и сумма моментов внешних сил относительно начала координат (ось симметрии плиты), a - полудлина плиты, x - безразмерная координата.

В случае учета вязких свойств скелета грунта уравнение консолидации для случая плоской задачи в постановке В.А. ФЛОРИНА [4], когда относительная деформация грунта при единичной нагрузке может быть записана в виде суммы

$$a(t) = a_0 + a_1 [1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}] \quad (2)$$

имеет вид

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + A\theta(t) - A\gamma_1 \int_0^t \theta(\tau) e^{-\gamma_1(t-\tau)} d\tau - C \frac{\partial \theta^*}{\partial t} + D\nabla^2 \theta^* = D\nabla^2 \theta \quad (3)$$

где

$$A = \frac{2\alpha_1 \gamma_1}{2\alpha_0 + \beta'(1+\epsilon_{cp})(1+\xi)}, \quad C = \frac{\beta'(1+\epsilon_{cp})(1+\xi)}{2\alpha_0 + \beta'(1+\epsilon_{cp})(1+\xi)}, \quad D = \frac{\kappa(1+\epsilon_{cp})(1+\xi)}{\gamma [2\alpha_0 + \beta'(1+\epsilon_{cp})(1+\xi)]}$$

Уравнение (3) записано относительно неизвестной суммы напряжений в скелете грунта $\theta(t) = \sigma_x(t) + \sigma_z(t)$ и учитывает наличие воздушной фазы с помощью параметра β' . Члены, содержащие θ^* , учитывают изменение контактной эпюры $p(x, t)$ в процессе длительных деформаций плиты.

Запишем уравнение (3) в конечно-разностной форме, предварительно заменив интеграл в левой части уравнения суммой интегралов на каждом шаге по времени Δt

$$\int_0^t \theta(\tau) e^{-\gamma_1(t-\tau)} d\tau = \sum_{\alpha=1}^m \int_{(\alpha-1)\Delta t}^{\alpha\Delta t} \theta_\alpha(\tau) e^{-\gamma_1(t-\tau)} d\tau$$

где m - число шагов Δt на интервале $[0, t]$.

Если для любого интервала времени $[(\alpha-1)\Delta t, \alpha\Delta t]$ принять сумму напряжений в скелете грунта в виде средней величины $\theta_\alpha = \frac{\theta[(\alpha-1)\Delta t] + \theta[\alpha\Delta t]}{2}$, то обозначенная сумма может быть записана в виде

$$\frac{1}{\gamma_1} (1 - e^{-\gamma_1 \Delta t}) \sum_{\alpha=1}^m \frac{\theta[(\alpha-1)\Delta t] + \theta[\alpha\Delta t]}{2} e^{-\gamma_1(m-\alpha)\Delta t} = \frac{2}{\gamma_1} (1 - e^{-\gamma_1 \Delta t}) \times$$

$$\times \left\{ \left[\theta(t_0) + \theta(\Delta t) \right] e^{-\gamma_1(m-1)\Delta t} + \dots + \left[\theta[(m-2)\Delta t] + \theta[(m-1)\Delta t] \right] e^{-\gamma_1 \Delta t} + \left[\theta[(m-1)\Delta t] + \theta[m\Delta t] \right] \right\}$$

В этом случае уравнение (3) в конечно-разностной форме таково:

$$\begin{aligned} \theta_{t,i,k} = & \left[1 - A\Delta t - 4D \frac{\Delta t}{(\Delta h)^2} \right] \theta_{t,i,k} + \frac{1}{2} A\Delta t (1 - e^{-\gamma_1 \Delta t}) M_{t,i,k} + \\ & + C\Delta \theta_{t,i,k}^* - D \frac{\Delta t}{(\Delta h)^2} F_{t,i,k}^* + D \frac{\Delta t}{(\Delta h)^2} S_{t,i,k} \end{aligned} \quad (4)$$

где

$$\Delta \theta_{t,i,k}^* = \theta_{t,i,k}^* - \theta_{t-1,i,k}^*,$$

$$F_{t,i,k}^* = \theta_{t,i-1,k}^* + \theta_{t,i+1,k}^* + \theta_{t,i,k-1}^* + \theta_{t,i,k+1}^* - 4\theta_{t,i,k}^*,$$

$$M_{t,i,k} = \sum_{\alpha=1}^m \left\{ \theta[(\alpha-1)\Delta t] + \theta[\alpha\Delta t] \right\} e^{-\gamma_1(m-\alpha)\Delta t}, \quad (m = t/\Delta t)$$

$$S_{t,i,k} = \theta_{t,i-1,k} + \theta_{t,i+1,k} + \theta_{t,i,k-1} + \theta_{t,i,k+1}.$$

При $A = 0$ уравнение (4) обращается в обычное уравнение плоской задачи фильтрационной теории консолидации.

Для обеспечения устойчивости решения необходимо выполнение условия $1 - A\Delta t - 4D \frac{\Delta t}{(\Delta h)^2} > 0$, что дает максимальную величину расчетного шага $\Delta t = \frac{(\Delta h)^2}{A(\Delta h)^2 + 4D}$.

В случае отсутствия ползучести скелета грунта, т.е. при $A=0$, $\Delta t = \frac{(\Delta h)^2}{4D}$, что полностью соответствует оценке расчетного шага по времени для фильтрационной задачи консолидации.

Расчет осадков поверхности основания проводится по формуле

$$S(x,t) = \frac{(1-\nu)\Delta h}{E^*} \sum_{n=1}^N \theta_n(x,t) \quad (5)$$

соответствующей методу послойного суммирования деформаций по глубине расчетной области уплотнения $h = N\Delta h$.

В выражении (5) через E^* обозначен временной интегральный оператор Вольтерра

$$E^* = E(1 - R^*) = E \left[1 - \int_{t_0}^t R(t,\tau) d\tau \right] \quad (6)$$

описывающий ползучесть скелета глинистого грунта основания t_0 - момент передачи нагрузки на скелет грунта, t - момент наблюдения деформаций ползучести, вызванных нагрузкой, приложенной при $t = t_0$. $R(t, \tau)$ - ядро релаксации.

Используя известное условие взаимнообратности операторов релаксации R^* и ползучести P^* [3]:

$$(I - R^*)(I + P^*) = I, \quad (7)$$

выражение $\frac{1}{E^*}$ можно представить в виде

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E}(I + P^*) = \frac{1}{E} \left[I + \int_{t_0}^t P(t, \tau) d\tau \right], \quad (8)$$

где

$$P(t, \tau) = \beta_0 e^{-\alpha(t-\tau)} \quad (9)$$

ядро ползучести скелета грунта.

Выбор выражения для $P(t, \tau)$ в виде (9) определяется тем обстоятельством, что задача решается в постановке В.А.Флорина [4]. Характеристики ползучести β_0 , α связаны с параметрами α_1, γ_1 , фигурирующими в формуле (2), и вычисляются по результатам компрессионных испытаний глинистых образцов.

Вследствие пошагового интегрирования по t при решении уравнения (8) зависимость $\theta_n = \theta_n(x, t)$ ($n = 1, 2, \dots, N$) в формуле (5) представляет собой ступенчатую функцию времени со значениями $\theta_{n, \Delta} = \theta_n(x, \Delta t)$. Спустя время Δt с момента начала консолидации, осадка поверхности основания $S(x, \Delta t)$ определяется в виде

$$S(x, \Delta t) = \frac{(1-\nu)\Delta h}{E} \left[1 + \frac{\beta_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha \Delta t}) \right] \sum_{n=1}^N \theta_n, \quad (10)$$

При $t = 2\Delta t$

$$S(x, 2\Delta t) = \frac{(1-\nu)\Delta h}{E} \left[1 + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N \theta_{n_1}}{\sum_{n=1}^N \theta_{n_2}} (1 - e^{-2\alpha \Delta t}) + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N (\theta_{n_1} - \theta_{n_2})}{\sum_{n=1}^N \theta_{n_2}} (1 - e^{-\alpha \Delta t}) \right] \sum_{n=1}^N \theta_{n_2} \quad (11)$$

В общем случае для момента времени $t = \alpha \Delta t$ осадка поверхности основания вычисляется по формуле

$$S(\alpha, \Delta t) = \frac{(1-\nu) \Delta h}{E} \left[1 + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N \theta_{n1}}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-\alpha x \Delta t}) + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N (\theta_{n2} - \theta_{n1})}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-(\alpha-1)x \Delta t}) + \dots + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N (\theta_{n\alpha} - \theta_{n\alpha-1})}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-x \Delta t}) \right] \sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha} \quad (I2)$$

Следует заметить, что выражение (I2) можно представить в виде

$$S(\alpha, \Delta t) = \frac{(1-\nu) \Delta h}{E(\alpha \Delta t)} \sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha} \quad (I3)$$

где

$$\frac{1}{E(\alpha \Delta t)} = \frac{1}{E} \left[1 + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N \theta_{n1}}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-\alpha x \Delta t}) + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N (\theta_{n2} - \theta_{n1})}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-(\alpha-1)x \Delta t}) + \dots + \frac{\beta_0}{\alpha} \frac{\sum_{n=1}^N (\theta_{n\alpha} - \theta_{n\alpha-1})}{\sum_{n=1}^N \theta_{n\alpha}} (1 - e^{-x \Delta t}) \right] \quad (I4)$$

В отличие от выражения для осадки поверхности основания применительно к случаям незначительности реологических процессов в скелете грунта, в формуле (I3) модуль упругости является функцией времени. Это обстоятельство связано с дискретизацией по времени процесса оттока поровой жидкости и передачи нагрузки на скелет грунта.

Изложенный метод позволяет проводить расчеты фундаментных плит конечной жесткости с учетом ползучести и консолидации основания. Он был использован при определении деформаций проектирующегося фундамента турбоагрегата мощностью 1200 Мвт Костромской ГРЭС. Расчетные параметры ползучести определялись по данным компрессионных испытаний образцов грунта, взятых из основания турбоагрегата.

Анализ результатов расчетов показал, что учет вязких

деформаций скелета грунта изменяет характер процесса длительного деформирования фундамента. По сравнению с расчетами по фильтрационной теории консолидации ползучесть скелета грунта приводит к уменьшению порового давления в основании, однако его рассеивание протекает более длительное время.

ЛИТЕРАТУРА

1. Виноградова А.М., Гольдин А.Л., Расчет деформаций фундаментных плит турбоагрегатов с учетом консолидации и ползучести основания. Тезисы Всесоюзной конференции "ТФО-75", М., 1975.
2. Гольдин А.Л., Зверева В.В., Сапожников Л.Б. Практический метод расчета фундаментных плит на консолидируемом основании. Известия ВНИИГ, т.102, 1978.
3. Москвитин В.В. Сопротивление вязко-упругих материалов "Наука", М., 1972.
4. Флорин В.А. Основы механики грунтов, т.П Госстройиздат, 1961.

ИССЛЕДОВАНИЕ СТАТИЧЕСКОГО РОСТА ТРЕЩИН В ПЕСКЕ
ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ТЕМПЕРАТУРЕ

С.Е. ГРЕЧИЩЕВ
(ВСЕГИНТЕО)

Исследованиям физики и механики роста трещин в различных конструкционных материалах посвящена обширная литература, достаточно полный обзор которой содержится в монографии [2]. Интерес к данной проблеме объясняется теми возможностями, которые открывает механика трещин для теоретического решения вопросов прочности материалов. Кроме того в ряде случаев описание роста трещин представляет самостоятельный интерес.

Исследования механизма роста трещин в грунтах, насколько известно автору данной статьи, не проводились. В то же время они представляют не только научный, но и практический интерес, т.к. их результаты могут быть применены для решения конкретных вопросов, например, для прогноза разрушения подземных выработок различного назначения, в районах распространения вечной мерзлоты — для прогноза криогенного растрескивания грунтов.

Одной из основных характеристик роста трещин является K_{IC} — коэффициент вязкости разрушения в вершине трещины открыта. Поэтому описанные ниже экспериментальные исследования проводились, в первую очередь, с целью определения этой характеристики.

Исследования проводились с песком различной влажности (от 10 до 17%) в диапазоне температур от $-2,4^{\circ}$ до $-12,5^{\circ}$. Замороженные при температуре испытаний образцы мерзлого песка, представляли собой пластины с размерами в плане $40 \times 50 \text{ см}^2$ и толщиной 1,4–1,5 см. В центре пластины вырезалось круглое отверстие диаметром 20 мм, по краям которого с противоположных концов диаметра производилось два радиальных надреза, каждый длиной 1,5 см, таким образом, чтобы линия, проведенная через них была перпендикулярна направлению прикладываемой нагрузки (рис. 1а).

Подготовка к испытаниям заключалась в следующем. Образец устанавливался в специальном приспособлении

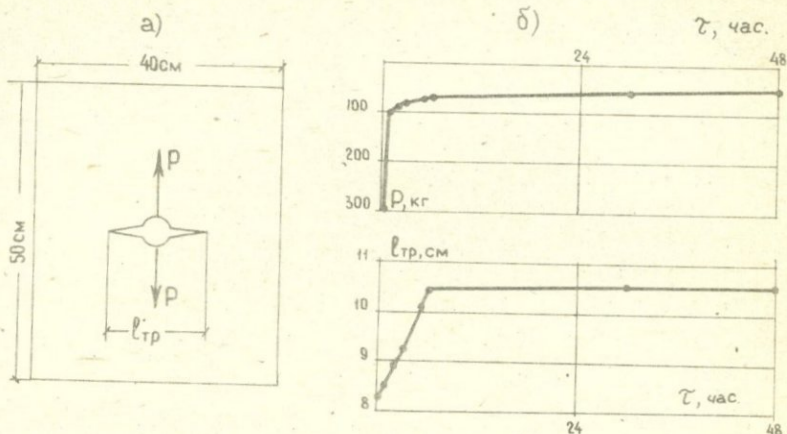


Рис. 1. К методике определения коэффициентов вязкости разрушения. а) Схема испытаний. б) Пример-экспериментальные кривые, полученные для песка с влажностью 15% при температуре $-2,4^{\circ}\text{C}$. Обозначения: P - сосредоточенная нагрузка, приложенная к берегам трещины; $l_{тр}$ - длина трещины; τ - время.

для передачи нагрузки, которая прикладывалась к противоположным берегам круглого отверстия через специальные захваты, один из которых крепился наглухо к жесткой стальной раме, а другой через динамометр подсоединялся к прикрепленному к той же раме нагрузочному винту. Усилие задавалось подкруткой винта и измерялось динамометром. После установки образца в нагрузочном приспособлении он выдерживался в течение суток без нагрузки для выравнивания его температуры с температурой холодильной камеры, в которой проводились испытания. Температура измерялась термометром непосредственно на образце. Предполагается, что такая схема испытаний соответствует известной задаче о действии двух равных сосредоточенных сил, приложенных к противоположным берегам трещины, растущей в условиях плоского напряженного состояния.

После выдерживания образца до постоянной температуры производилось его циклическое нагружение до образования

начальных усталостных трещин - "усикор", продолжавших начальные надрезы в направлении перпендикулярном действующей силе. Расстояние между вершинами "усиков" полагалось равным начальной длине.

После организации начальной трещины испытания проводились по трем вариантам: а) быстрый разрыв; б) рост трещины в условиях релаксации, что обеспечивалось заданием начальной нагрузки и последующими измерениями релаксирующей нагрузки по динамометру и длине трещины, в) рост трещины при постоянной нагрузке; постоянство нагрузки осуществлялось периодическим подкручиванием нагрузочного винта до возвращения отсчета по динамометру к начальному. Измерение длины трещины производилось штангельциркулем. Положение вершины трещины устанавливалось с помощью лупы.

На рис. 16 в качестве примера приведены результаты испытаний по статическому росту трещины в условиях релаксации. Как видно на этом рисунке, трещина растет даже в условиях релаксирующей нагрузки. Однако рост ее при определенной нагрузке прекращается. Это говорит о том, что коэффициент вязкости разрушения K_{IC} (характеризующий прочность в вершине трещины) в мерзлых грунтах во времени изменяется от некоторого начального - условно мгновенного - значения K_{IC}^0 до предельно длительного K_{IC}^{∞} .

Согласно известному решению упругой задачи о концентрации напряжений в вершинах трещины, берега которой нагружены сосредоточенными силами [2], значение предельной нагрузки $P_{пр}$ связано с толщиной пластины h и длиной трещины $\ell_{тр}$ следующим образом:

$$P_{пр} = K_{IC} h \sqrt{\ell_{тр}}. \quad (1)$$

Если следовать нашему предположению об изменении K_{IC} во времени, то выражение (1) должно быть заменено следующим:

$$P_0 = K_{IC}^0 h \sqrt{\ell_{тр}}, \quad (2)$$

$$P_{\infty} = K_{IC}^{\infty} h \sqrt{\ell_{тр}}, \quad (3)$$

где P_0 и P_{∞} - мгновенная и предельно-длительная разрушающие нагрузки.

Выражения (2) и (3) служили для определения K_{IC}^0 и K_{IC}^{00} . Значения P_0 измерялись в условиях быстрого разрыва, а значения P_0 принимались равными нагрузке, соответствующей моменту остановки роста трещины в условиях релаксации.

Экспериментальные данные по определению K_{IC}^0 и K_{IC}^{00} показаны в таблице.

Таблица
Значения коэффициентов вязкости разрушения для мерзлого песка с влажностью от 10% до 17%

$t, ^\circ C$	$K_{IC}^0, \text{кг.см}^{-3/2}$		$K_{IC}^{00}, \text{кг.см}^{-3/2}$	
	среднее	диапазон изменения	среднее	диапазон изменения
-2,4	69,2	56+78	20,0	15+25
-5,0	74,0	61+85	29,0	22+34
-12,5	125,0	123+128	78,0	65+96

На рис. 2а представлены зависимости K_{IC}^0 и K_{IC}^{00} от температуры t . Как видно на рисунке, в диапазоне температур от $-2,5^\circ$ до $-12,5^\circ$ эта зависимость может быть принята линейной. Интересно отметить, что прямые, аппроксимирующие $K_{IC}^0(t)$ и $K_{IC}^{00}(t)$, оказались практически параллельными.

Интересным представляется также и то, что при анализе связи между K_{IC} и влажностью зависимость между ними оказалась отсутствующей.

Аналитическое описание статического роста трещины в грунтах может быть произведено следующим образом.

Следя соображениям, приведенным в работе [2], прием, что вблизи концов трещины имеются пластические зоны, среднее напряжение в которых определяются выражением

$$\sigma = \lambda K_1 d^{-1/2}, \quad (4)$$

где d - размер пластической зоны, λ - безразмерная константа материала, K_1 - коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещины.

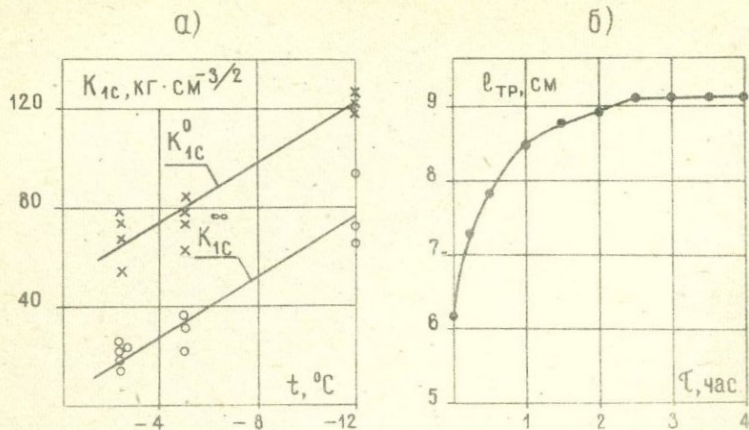


Рис. 2. Опытные данные по статическому росту трещин.
 а) Зависимость коэффициентов вязкости разрушения - мгновенного (K_{1C}^0) и предельно длительного (K_{1C}^{∞}) - от температуры t для песка с влажностью 10 + 17%; б) Рост трещины в песке с влажностью 17% при температуре -5°C при постоянной нагрузке $P = 300$ кг.
 x o: экспериментальные точки.

Согласно представлениям о длительной прочности грунтов, изложенным в [1], время до разрушения \hat{t}_p при напряжении $\hat{\sigma}$ должно определяться следующим выражением:

$$\hat{t}_p = T \frac{\hat{\sigma}_0 - \hat{\sigma}}{\hat{\sigma} - \hat{\sigma}_{\infty}}, \quad (5)$$

где T - время релаксации, $\hat{\sigma}_0$ и $\hat{\sigma}_{\infty}$ - мгновенная и предельно длительная прочность.

На основании соображений, высказанных в работе [2], можно полагать, что средняя скорость роста трещины $d\hat{l}_{TP}/d\hat{t}$ должна быть порядка d/\hat{t}_p .

Кроме того примем во внимание, что для схемы, реализованной в проведенных опытах, коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещины K_I определяется известным выражением [2]

$$K_I = P/h\sqrt{l_{TP}} \quad (6)$$

Тогда, применяя формулы (4), (5) и (6), получим

$$\frac{d\ell_{\text{ТР}}}{d\tau} = \frac{d}{T} \left[\frac{\lambda}{\sqrt{d}} \cdot \frac{\rho}{h\sqrt{\ell_{\text{ТР}}}} - \sigma_{\infty} \right] / \left[\sigma_0 - \frac{\lambda}{\sqrt{d}} \cdot \frac{\rho}{h\sqrt{\ell_{\text{ТР}}}} \right]. \quad (7)$$

Решение уравнения (7) при $\rho = \text{const}$ получается просто и имеет следующий вид:

$$\ln \frac{1 - \sqrt{\ell_0}}{1 - \sqrt{\ell}} - \frac{1}{2} (\ell - \ell_0) - (\sqrt{\ell} - \sqrt{\ell_0}) = \frac{\tau}{\beta T}, \quad (8)$$

где
$$\ell = \frac{\ell_{\text{ТР}}}{d} \left(\frac{\sigma_{\infty} d h}{\lambda \rho} \right)^2, \quad (9)$$

$$\beta = 2 \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_{\infty}} \right)^3 \left(\frac{\lambda \rho}{d h \sigma_0} \right)^2,$$

$$\ell_0 = \frac{\ell_{\text{ТР}}^{\text{нач}}}{d} \left(\frac{\sigma_{\infty} d h}{\lambda \rho} \right)^2,$$

$\ell_{\text{ТР}}^{\text{нач}}$ - начальная длина трещины.

Решение (8) имеет физический смысл при условии

$$\frac{\sigma_{\infty}}{\sigma_0} \leq \sqrt{\ell} \leq 1.$$

Выражение (8) показывает, что при $\rho = \text{const}$ ($\rho_{\infty} < \rho < \rho_0$) рост трещины во времени происходит с асимптотическим затуханием, что качественно совпадает с результатами экспериментов при постоянной нагрузке (рис. 2б).

Поскольку затухание роста трещины согласно уравнения (8) происходит при $\ell = 1$, а в момент затухания должно выполняться условие $\rho_{\infty} = \rho$, то на основании выражения (9) получаем

$$\rho_{\infty} = \frac{\sigma_{\infty} \sqrt{d}}{\lambda} h \sqrt{\ell_{\text{ТР}}}. \quad (10)$$

Сравнивая выражение (10) с выражением (2) устанавливаем следующую связь

$$K_{1c}^{\infty} = \frac{\sigma_{\infty} \sqrt{d}}{\lambda} ;$$

то-есть предельно длительный коэффициент вязкости разрушения должен быть пропорционален пределу длительной прочности.

Л и т е р а т у р а

1. Вялов С.С., Зарецкий Д.К., Максимьяк Р.В., Пекарская Н.К. Кинетика структурных деформаций и разрушения глины. "Труды к VII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению", Стройиздат, М., 1973
2. Черепанов Т.П. Механика хрупкого разрушения. Изд-во "Наука", М., 1974.

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ ГОРНЫХ ПОРОД
ПОЛЯРИЗАЦИОННО-ОПТИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

ГУЛКАНЯН А.Р.

(Лаборатория геомеханики Института геологических наук
АН Арм. ССР)

Исследование развития во времени напряженного состояния конструкций подземных сооружений в условиях ползучести горных пород является одной из сложных проблем механики деформируемых сред и решение задачи теоретическими методами в ряде случаев затруднительно. Натурные же измерения связаны с затратой больших средств и длительным временем испытаний.

Применяя методы моделирования, можно в сравнительно короткое время и с меньшей затратой средств получить полную картину напряженного состояния сооружений с достаточной для практики точностью.

В данной статье предлагается метод моделирования напряжений в подобных условиях с применением поляризационно-оптических измерений. Эксперименты, по исследованию напряженного состояния подземных сооружений с учетом ползучести горных пород, проводились автором в Лаборатории исследования напряжений Иосковского инженерно-строительного института им. В.В.Куйбышева.

Для применения поляризационно-оптического метода к рассматриваемой проблеме необходимо решить следующие основные вопросы: 1) подобрать или синтезировать материалы для моделей с вязкоупругими свойствами, близкими свойствам горных пород; 2) установить зависимость между оптической разностью хода и напряжениями в модели; 3) установить критерии подобия и найти формулы пересчета напряжений (деформаций) с модели на натурную конструкцию.

Материалы для моделей. На основании ранее проведенных исследований было установлено, что для моделирования ползучести горных пород можно применить эпоксидно-теколовые материалы, полученные в лабораторных условиях [2,3,4].

Ограниченное количество работ, посвященных применению поляризационно-оптического метода к моделированию ползучести различных конструкционных материалов, можно объяснить, с одной стороны, отсутствием набора оптически-чувствительных полимеров, обладающих специфическими особенностями натуральных материалов, а с другой - недостаточностью разработки некоторых эпок-

росов методики моделирования в условиях ползучести, особенно при расшифровке картины полос и установлении критериев подобия.

Так как в поставленной задаче мы интересовались напряжениями в упругих обделках, возникающими за счет деформаций ползучести горных пород, то обделки в моделях выполнялись из оптически чувствительного материала ЭД5-МТФА, применяемого в методе фотоупругости. Вязкоупругие материалы, моделирующие свойства различных пород в соответствии с условиями подобия были синтезированы на основе эпоксидной смолы ЭД-5 с тиколодом низкой вязкости. Материалы, полученные на основе эпокси-тикольных компаундов обладают заметной ползучестью, стабильностью и широким диапазоном изменения свойств.

В упругих обделках моделей разность главных напряжений определяется по известной зависимости Вертгейма

$$(\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{\sigma_o^{(t,0)}}{S} m(t) \quad (1)$$

здесь $m(t)$ - порядок полосы в обделках модели в различные моменты времени, S - толщина обделки в направлении просвечивания, $\sigma_o^{(t,0)}$ - оптическая постоянная материала обделки.

Связь между напряжениями и оптической разностью хода для вязкоупругих материалов, моделирующих свойства пород, устанавливается на основании тарировочных экспериментов этих материалов на механическую и оптическую ползучесть [II]. В данной статье эта зависимость не приводится, так как мы интересовались только напряжениями в обделках, однако разработанный метод позволяет определить также напряжения в породе.

Условия подобия. Согласно теории подобия [7,9] процессы, протекающие во времени в натурной конструкции и геометрически подобной модели подобны, если они описываются одинаковой системой безразмерных уравнений.

Для получения условий подобия и формул пересчета с модели на натуру была рассмотрена полная система уравнений при плоском напряженном состоянии для слоистых вязкоупругих сред, свойства которых подчиняются линейной теории наследственности, а граничные условия заданы в напряжениях [2].

Пусть область, занимаемая телом, заполнена различными средами с линейно-вязкоупругими свойствами, для которых связь между напряжениями и деформациями можно представить в виде:

$$\frac{1+\delta_{ij}}{2} E^{(k)} \varepsilon_{ij}(t) = (1+\nu^{(k)}) \sigma_{ij} - \nu^{(k)} S \delta_{ij} - \int_0^t [(1+\nu^{(k)}) \delta_{ij}(\tau) - \nu^{(k)} S(\tau) \delta_{ij}] L^{(k)}(t-\tau) d\tau, \quad (k=1,2,3,\dots,n) \quad (2)$$

где $S = \delta_{ij}$; $\nu, \bar{E}^{(k)}$ — коэффициенты поперечных деформаций и упруго-мгновенные модули сред; $L^{(k)}(t)$ — ядра ползучести; δ_{ij} — единичный симметричный тензор второго ранга.

Пренебрегая объемными и инерционными силами для всех сред, уравнения равновесия можно представить в виде

$$\frac{\partial \delta_{ij}}{\partial x_j} = 0. \quad (3)$$

Связь между компонентами тензора малых деформаций и вектора перемещений u_i дается соотношениями Коши

$$2\varepsilon_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \quad (4)$$

Кроме того принимается, что на поверхности, ограничивающей тело, заданы напряжения

$$\bar{\sigma}_{ij} m_j / s = q_i(t) \quad (5)$$

а на границах между соседними областями удовлетворяются условия равенства перемещений и соответствующих компонент тензора напряжений.

Приведем все уравнения задачи к безразмерному виду. Для этого обозначим

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{ij} &= \sigma_0 \bar{\sigma}_{ij}; & \varepsilon_{ij} &= \varepsilon_0 \bar{\varepsilon}_{ij}; & u_i &= u_0 \bar{u}_i; \\ E^{(k)} &= E_0 \bar{E}^{(k)}; & \nu^{(k)} &= \nu_0 \bar{\nu}^{(k)}; & L^{(k)} &= L_0 \bar{L}^{(k)}; \\ q_i &= q_0 \bar{q}_i; & x_i &= x_0 \bar{x}_i; & t &= t_0 \bar{t} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Здесь нулевым индексом обозначены характерные величины, а чертой — безразмерные. С помощью (6) уравнения (2) — (5) можно представить в следующем виде:

$$\frac{1 + \delta_{ij}}{2} \bar{E}^{(k)} \bar{\varepsilon}_{ij}(t) = \left(\frac{\sigma_0}{E_0 \varepsilon_0} \right) \times \left\{ (1 + \nu_0 \bar{\nu}^{(k)}) \bar{\sigma}_{ij} - \nu_0 \bar{\nu}^{(k)} S \delta_{ij} - \right. \quad (7)$$

$$\left. - (L_0 t_0) \int_0^{\bar{t}} [(1 + \nu_0 \bar{\nu}^{(k)}) \bar{\sigma}_{ij}(\tau) + \nu_0 \bar{\nu}^{(k)} \bar{S}(\tau) \delta_{ij}] \bar{L}^{(k)}(t - \tau) d\tau \right\};$$

$$\left(\frac{\sigma_0}{x_0} \right) \frac{\partial \bar{\sigma}_{ij}}{\partial \bar{x}_j} = 0 \quad ; \quad (8)$$

$$2 \bar{\varepsilon}_{ij} = \left(\frac{u_0}{\varepsilon_0 x_0} \right) \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial \bar{x}_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial \bar{x}_i} \right); \quad (9)$$

$$\bar{\sigma}_{ij} m_j / s = \left(\frac{q_0}{\sigma_0} \right) \bar{q}_i(t) \quad (10)$$

Напряженно-деформированное состояние составной натурной конструкции и модели будут подобны, если соответствующие характерные соотношения и безразмерные функции $L^{(k)}(t)$ и $\bar{q}(t)$ для натуре и модели будут равны:

$$\left(\frac{\sigma_0}{E_0^{(k)} \varepsilon_0}\right)_M = \left(\frac{\sigma_0}{E_0^{(k)} \varepsilon_0}\right)_H ; \quad (I1)$$

$$\left(\nu_0^{(k)}\right)_M = \left(\nu_0^{(k)}\right)_H ; \quad (I2)$$

$$\left(L_0^{(k)} t_0\right)_M = \left(L_0^{(k)} t_0\right)_H ; \quad (I3)$$

$$\left(\frac{U_0}{\varepsilon_0 x_0}\right)_M = \left(\frac{U_0}{\varepsilon_0 x_0}\right)_H ; \quad (I4)$$

$$\left(\frac{q_0}{\sigma_0}\right)_M = \left(\frac{q_0}{\sigma_0}\right)_H ; \quad (I5)$$

Условия (I2) требуют совпадения коэффициентов поперечных деформаций для соответствующих сред натуре и модели. Как известно, коэффициент поперечной деформации незначительно влияет на распределение напряжений, и в условиях ползучести его величина приближается к 0,5 для всех материалов, а поэтому можно считать, что условия (I2) удовлетворяются [8]. Кроме того, применяемая в настоящих исследованиях методика проведения экспериментов на моделях учитывает влияние этого коэффициента [I2].

Из условий (I5) получим

$$\sigma_H = \frac{q_H}{q_M} \sigma_M = \frac{C_p}{C_\varepsilon} \sigma_M \quad (I6)$$

где $C_p = \rho_H / \rho_M$ и $C_\varepsilon = C_H / C_M$ - коэффициенты силового и геометрического подобия.

С учетом условий контакта на границах соседних сред из условий (I1) и (I4) получим

$$\frac{E_H^{(1)}}{E_M^{(1)}} = \frac{E_H^{(2)}}{E_M^{(2)}} = \dots = \frac{E_H^{(n)}}{E_M^{(n)}} \quad (I7)$$

Из условий (I1) и (I4) с учетом (I6) и (I7) получим формулы для пересчета деформаций и перемещений:

$$\varepsilon_H = \frac{C_p}{C_\varepsilon C_\varepsilon^2} \varepsilon_M ; \quad (I8)$$

$$U_H = \frac{C_p}{C_\varepsilon C_\varepsilon} U_M . \quad (I9)$$

Займемся более подробно условиями (13). Ядра функциональных уравнений (2) для всех сред примем в виде суммы экспоненциальных функций

$$L^{(k)}(t) = E^{(k)} \sum_{i=1}^m A_i \beta_i e^{-\beta_i^{(k)} t} \quad (20)$$

Приведем их к безразмерному виду

$$\bar{L}^{(k)}(t) = \left(\frac{E_o^{(k)} A_{i_o}^{(k)} \beta_{i_o}^{(k)}}{L_o^{(k)}} \right) \bar{E}^{(k)} \sum_{i=1}^m \bar{A}_i \beta_i^{(k)} e^{-(\beta_{i_o}^{(k)} t_o) \bar{\beta}_i^{(k)} \bar{t}} \quad (21)$$

Приравнявая характерные величины для природы и модели получим

$$\left(\frac{E_o^{(k)} A_{i_o}^{(k)} \beta_{i_o}^{(k)}}{L_o^{(k)}} \right)_M = \left(\frac{E_o^{(k)} A_{i_o}^{(k)} \beta_{i_o}^{(k)}}{L_o^{(k)}} \right)_H ; \quad (22)$$

$$(\beta_{i_o}^{(k)} t_o)_M = (\beta_{i_o}^{(k)} t_o)_H . \quad (23)$$

Из уравнений (13), (22) и (23) следует:

$$\frac{A_{i_M}^{(1)}}{A_{i_M}^{(1)}} = \frac{A_{i_M}^{(2)}}{A_{i_M}^{(2)}} = \dots = \frac{A_{i_M}^{(n)}}{A_{i_M}^{(n)}} ; \quad (24)$$

$$\frac{\beta_{i_M}^{(1)}}{\beta_{i_M}^{(1)}} = \frac{\beta_{i_M}^{(2)}}{\beta_{i_M}^{(2)}} = \dots = \frac{\beta_{i_M}^{(n)}}{\beta_{i_M}^{(n)}} ; \quad (25)$$

$$\frac{A_{i_M}^{(k)}}{A_{i_M}^{(k)}} = \frac{E_H^{(k)}}{E_M^{(k)}} ; \quad (26)$$

$$t_H = \frac{\beta_{i_M}^{(k)}}{\beta_{i_M}^{(k)}} t_M . \quad (27)$$

Здесь K - число слоев, i - число членов в сумме (20).

Таким образом, для моделирования напряженно-деформированного состояния составных тел, составляющие материалы модели должны быть выбраны с учетом условий (17), (24)-(26) при этом коэффициенты силового (C_p) и геометрического (C_L) подобия могут быть произвольными. Обычно их выбирают исходя из удобства проведения эксперимента.

Напряжения, деформации и смещения для сходственных моментов времени, связанных по формуле (27), пересчитываются с модели на природу по формулам (16), (18) и (20).

Свойства ползучести горных пород изучены еще не достаточно полно. Наиболее разработаны теории ползучести твердых горных пород [5] (известняк, песчаник, алевролит, аргиллит) и глинист-

тых грунтов [6]. В механике горных пород наибольшее распространение получила линейная наследственная теория ползучести Больцмана-Вольтерра:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E^{(k)}} \left[\sigma_x(t) + \int_0^t L^{(k)}(t-\tau) \dot{\sigma}_x(\tau) d\tau \right] \quad (28)$$

$\varepsilon(t)$ и $\sigma(t)$ — относительная деформация и напряжение в момент времени t , отсчитываемый от начала нагружения тела; E — мгновенный модуль упругости.

Это уравнение частный случай уравнения (2), когда $i=j=x$, т.е. когда $\delta_{ij}=1$, $\sigma_y = \sigma_z = 0$, $S = \sigma_x$.

Кривые ползучести натуры хорошо аппроксимируются уравнением (28), как ядром Абеля [5]

$$L(t,\tau) = \delta(t-\tau)^\alpha \quad (29)$$

либо экспоненциальным ядром [5,6]

$$L(t,\tau) = \theta \exp[-\beta(t-\tau)] \quad (30)$$

где α , δ , θ и β — постоянные, причем $0 < \alpha < 1$.

В наших исследованиях, для лучшего описания кривых ползучести применялось двучленное экспоненциальное ядро вида:

$$L(t-\tau) = E \sum_{i=1}^2 A_i \beta_i \exp[-\beta_i(t-\tau)] \quad (31)$$

где A_i — постоянные коэффициенты, см²/кг, β_i — параметры ползучести, сек⁻¹, t — время.

При выборе материала модели мы исходили из того, что кривые ползучести модели и натуры при одноосном растяжении должны описываться уравнением (28) с ядрами вида (31) при различных значениях параметров ползучести. Это требование эквивалентно тому, что кривые ползучести материалов модели и натуры в безразмерных координатах должны совпадать. Значения параметров в (31) определяются по данным эксперимента на простую ползучесть.

В наших исследованиях рассматриваются два случая: а) горный массив рассматривается как однородная вязкоупругая среда, а обделка выполнена из упругого материала; б) горный массив состоит из двух однородных изотропных вязкоупругих сред с одной наклонной плоскостью контакта, обделка — из упругого материала.

На основании формул (17), (24) и (25) легко можно получить условия подобия для частных случаев а) и б).

Если моделируется двухслойная вязкоупругая среда с упругой обделкой, то материалы соответствующих слоев модели и натуры должны описываться уравнением (28) с ядрами ползучести, со-

ответственно:

$$L^{(1)}(t-\tau) = E^{(1)} \sum_{i=1}^2 A_i^{(1)} \beta_i^{(1)} \exp[-\beta_i^{(1)}(t-\tau)] \quad (32)$$

и

$$L^{(2)}(t-\tau) = E^{(2)} \sum_{i=1}^2 A_i^{(2)} \beta_i^{(2)} \exp[-\beta_i^{(2)}(t-\tau)] \quad (33)$$

Здесь $E^{(1)}$ и $E^{(2)}$ - упруго-мгновенные значения деформации, соответственно для первого и второго слоев; $A_i^{(1)}$, $A_i^{(2)}$, $\beta_i^{(1)}$, $\beta_i^{(2)}$ - постоянные ползучести ($i = 1, 2$).

Условия подобия получаются в следующем виде:

$$\left(\nu_{0\delta}\right)_M = \left(\nu_{0\delta}\right)_H ; \quad (34) \quad \left(A_1 E_{\text{мас}}^{(1)}\right)_M = \left(A_1 E_{\text{мас}}^{(1)}\right)_H ; \quad (41)$$

$$\left(\nu_{\text{мас}}^{(1)}\right)_M = \left(\nu_{\text{мас}}^{(1)}\right)_H ; \quad (35) \quad \left(A_1 E_{\text{мас}}^{(2)}\right)_M = \left(A_1 E_{\text{мас}}^{(2)}\right)_H ; \quad (42)$$

$$\left(\nu_{\text{мас}}^{(2)}\right)_M = \left(\nu_{\text{мас}}^{(2)}\right)_H ; \quad (36) \quad \left(\frac{\beta_1^{(1)}}{\beta_1^{(2)}}\right)_M = \left(\frac{\beta_1^{(1)}}{\beta_1^{(2)}}\right)_H ; \quad (43)$$

$$\left(\frac{E_{0\delta}^{(1)}}{E_{\text{мас}}^{(1)}}\right)_M = \left(\frac{E_{0\delta}^{(1)}}{E_{\text{мас}}^{(1)}}\right)_H ; \quad (37) \quad \left(\frac{\beta_1^{(2)}}{\beta_2^{(2)}}\right)_M = \left(\frac{\beta_1^{(2)}}{\beta_2^{(2)}}\right)_H ; \quad (44)$$

$$\left(\frac{E_{0\delta}^{(2)}}{E_{\text{мас}}^{(2)}}\right)_M = \left(\frac{E_{0\delta}^{(2)}}{E_{\text{мас}}^{(2)}}\right)_H ; \quad (38) \quad \left(\beta_1^{(1)} t\right)_M = \left(\beta_1^{(1)} t\right)_H ; \quad (45)$$

$$\left(\frac{A_1^{(1)}}{A_2^{(1)}}\right)_M = \left(\frac{A_1^{(1)}}{A_2^{(1)}}\right)_H ; \quad (39) \quad \left(\beta_1^{(2)} t\right)_M = \left(\beta_1^{(2)} t\right)_H ; \quad (46)$$

$$\left(\frac{A_1^{(2)}}{A_2^{(2)}}\right)_M = \left(\frac{A_1^{(2)}}{A_2^{(2)}}\right)_H ; \quad (40) \quad \left(\frac{P}{\sigma \ell^2}\right)_M = \left(\frac{P}{\sigma \ell^2}\right)_H ; \quad (47)$$

Для случая а), когда массив однородная вязкоупругая среда, из этих условий останутся (34), (35), (37), (39), (43), (45), (47).

При соблюдении полученных условий в натуре и геометрически подобной ей модели возникнут подобные поля напряжений и смещений для сходственных моментов времени, связанных выражением

$$t_H = \frac{\beta_M}{\beta_H} t_M . \quad (48)$$

При этом напряжения с модели на натурную конструкцию пересчитываются по формуле:

$$\sigma_H = \frac{P_H \ell_M^2}{\rho_M \ell_H^2} \sigma_M . \quad (49)$$

Здесь P_H и P_M - характерные нагрузки, действующие на натуру и модель; ℓ_H и ℓ_M - характерные размеры натуре и модели.

Напряжения σ_M в обделке модели для различных моментов

времени t определяется по известным значениям порядка интерференционной полосы " m " зависимостью (I) [10].

При этом на свободном контуре одно из главных напряжений равно нулю и формула (I) дает возможность определить контурные напряжения

$$(\sigma_{\text{конт}})_m = \frac{\sigma_0^{(1,0)}}{d} m_{\text{конт}} \quad (50)$$

Для получения закона изменения нормального давления горного массива на обделку во времени нужно определить компоненты тензора напряжений по линии контакта облицовки с породой. Применяя численное интегрирование уравнений равновесия (в полярных координатах), произведено разделение напряжений по толщине обделки для различных сечений по известным значениям разности главных напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$) и параметрам изоклин (направлениям главных напряжений) в соответствующих точках.

Исследование напряженного состояния круглой обделки в двухслойной среде в зависимости от угла наклона границы раздела сред. Пусть в вязкоупругом горном массиве, состоящем из алевролита и известняка, на достаточно большой глубине H пройдена выработка круглого поперечного сечения и закреплена упругой обделкой (ось выработки лежит на плоскости напластования пород, $E_{\text{ос}}/E_{\text{мас}}^{(1)} = 30$, $E_{\text{ос}}/E_{\text{мас}}^{(2)} = 4$). Обделка считается "впаянной" в массив, что обеспечивает совместность перемещений на контакте обделка-порода. Со временем в горном массиве развиваются деформации ползучести, которые передаются на обделку и вызывают в ней напряжения, являющиеся также функцией времени.

Поставленная задача заменяется задачей о напряженном состоянии упругого кольца "впаянного" в безграничную плоскую пластину, состоящую из двух различных вязкоупругих сред, при граничных условиях на бесконечности

$$\sigma_x^{(\infty)} = -\lambda \gamma H; \quad \sigma_y^{(\infty)} = -\gamma H \quad (51)$$

где γ - объемный вес породы; $\lambda = \nu(1-\nu)$ - коэффициент бокового давления.

Поляризационно-оптические исследования проводились на плоских моделях (рис. I) при действии сил, моделирующих силы собственного веса вышележащих пород и бокового давления. В качестве материалов, моделирующих ползучесть пород, на основании кривых ползучести алевролита и известняка [5] и условий подобия (17), (24)-(26), применялись специальные вязко-

упругие полимеры, полученные на основе эпокси-тиокольных компаундов. Обделки изготовлялись из упругого оптически чувствительного материала ЭД5-МФА ($E_{об}/E_{мас}^{(1)} = 30$, $E_{об}/E_{мас}^{(2)} = 4$).

Модели массива выполнялись склеиванием из двух выбранных вязкоупругих материалов эпоксидным клеем холодного отверждения, а обделки вклеивались в предварительно выполненные отверстия модели сразу после их нагружения клеем циакрин. После схватывания клея (примерно через 30-40 сек.) в обделке возникают изменяющиеся во времени напряжения, обусловленные развитием деформаций ползучести в модели.

На основании принципа независимости действия сил в каждом случае исследовались две геометрически подобные модели, одна из которых нагружалась равномерно-распределенной постоянной нагрузкой p , соответствующей вертикальному давлению, а другая - нагрузкой q , соответствующей горизонтальному давлению [4].

Если представить результаты исследований по каждой модели в виде коэффициентов концентраций напряжений $K_1 = \sigma_m^{(1)}/p$ и $K_2 = \sigma_m^{(2)}/q$, то искомые напряжения в натуре для сходственных моментов времени определяются по формуле

$$\sigma_H = (K_1 + \lambda_H K_2) \gamma_H H_H \quad (52)$$

Такая методика (предложенная методика была проверена в исследованиях напряженного состояния круглой обделки в однородной вязкоупругой среде [3]). Для этой задачи сравнение экспериментально полученных величин напряжений с теоретическими дает максимальную погрешность на внутреннем контуре обделки (13%).

дает возможность по результатам модельных исследований найти напряжения в натуре при различных значениях коэффициента бокового давления λ_H .

Были рассмотрены несколько случаев с различными углами наклона плоскости контакта ψ [2]. По характерным картинам полос и полям изоэпсилы определялись компоненты напряжений в

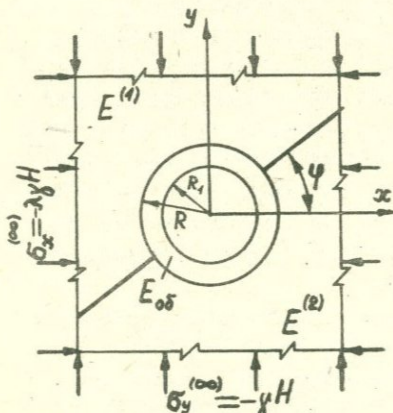


Рис. I. Схема модели.

обделке. Напряжения от действия горизонтального давления q , ввиду симметрии обделки, определяются по этим же картинкам по-дос.

При действии вертикальной нагрузки на внутреннем контуре обделки в своде и подошве, для всех случаев расположения слоев, возникают растягивающие тангенциальные напряжения σ_{θ} (рис. 2-3), а боковые стенки сжаты.

На рис. 4 показаны графики изменения коэффициентов концентрации напряжений $\sigma_{\theta}/\gamma H$ во времени для характерных точек внутреннего контура обделки для принятых значений угла φ при действии вертикальной нагрузки. Как видно из графиков для начального момента времени характерно нарастание напряжений с большой скоростью. Далее скорость затухает и примерно через 480 + 720 мин. в моделях процесс стабилизируется.

Напряжения σ_{θ} при действии вертикальной нагрузки (рис. 2-3) на внешнем контуре обделки по контакту с породой противоположны по знаку напряжениям на внутреннем контуре и меньше их по величине. Исключение составляет свод на контакте с породой с высоким значением мгновенного модуля деформации при угле $\varphi = 0^{\circ}$.

Нормальные напряжения σ_r на контакте обделка-порода при действии вертикальной нагрузки (рис. 2в-3в) при различных значениях угла φ также имеют разные знаки. Для всех случаев в своде и подошве возникают сжимающие напряжения. При любом значении φ в боковых стенках, прилегающих к породе с меньшим значением модуля деформаций, наблюдаются растягивающие напряжения. На границе контакта двух разномодульных пород в обделке также возникает растягивающие напряжения, кроме $\varphi = 90^{\circ}$.

Для начального участка времени характерно нарастание напряжений (давление на обделку) с большей скоростью для всех рассмотренных случаев значения φ (рис. 4е). Далее скорость затухает и примерно через 480 + 650 мин в модели (что соответствует приблизительно 935 + 1260 суткам в натуре) давление на обделку стабилизируется.

На основании полученных результатов, используя принцип независимости действия сил, можно найти напряжения в упругой обделке при совместном действии вертикальных и горизонтальных усилий при произвольном значении коэффициента бокового давления λ . Как видно из рис. 5, при $\lambda = 1$ напряжения σ_r и σ_{θ}

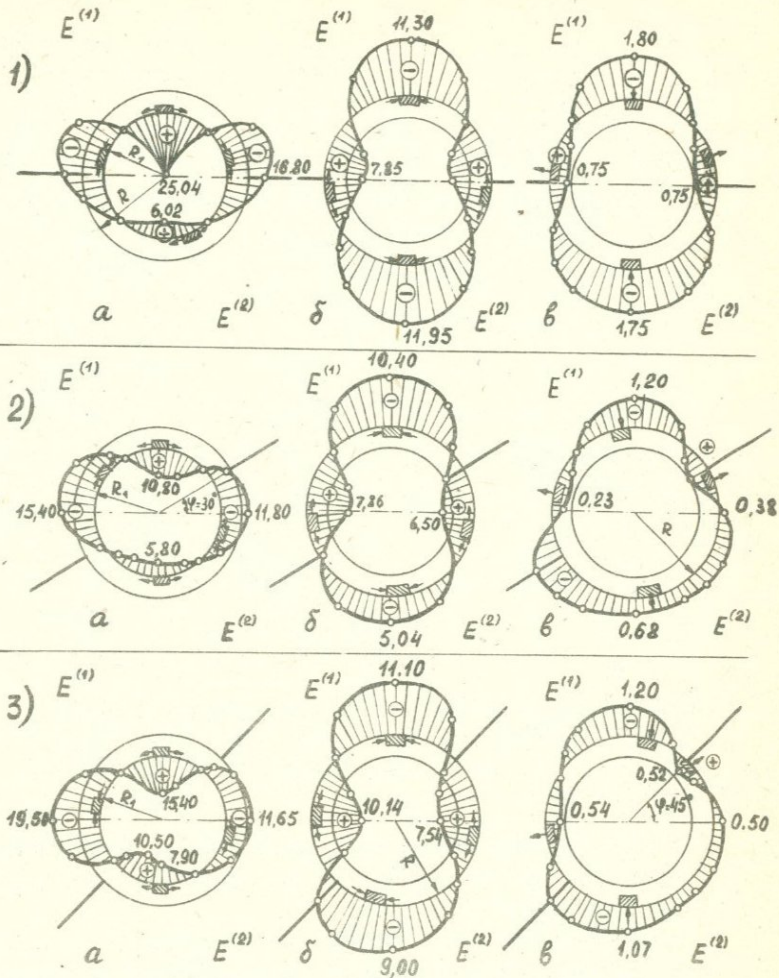


Рис. 2. Эпюры коэффициентов концентрации установившихся напряжений в обделке при действии вертикальной нагрузки ($R/R_1 = 1,3739$, $E_{0.5}/E_{max}^{(1)} = 30$, $E_{0.5}/E_{max}^{(2)} = 4$, $t_m = 1440$ мин) при: 1) $\psi = 0^\circ$; 2) $\psi = 30^\circ$; 3) $\psi = 45^\circ$; а) $\sigma_{\theta}/\mu H$ — по внутреннему контуру, б) $\sigma_{\theta}/\mu H$ — по внешнему контуру, в) $\sigma_{\theta}/\mu H$ — по внешнему контуру.

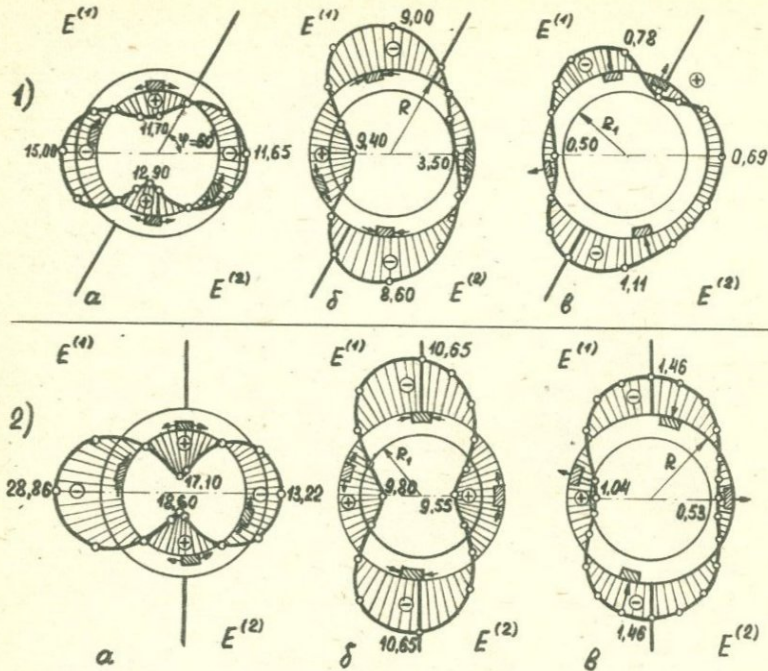


Рис.3. Эпюры коэффициентов концентрации установившихся напряжений в обделке при действии вертикальной нагрузки при 1) $\varphi = 60^\circ$; 2) $\varphi = 90^\circ$. а) $\sigma_r/2H$ - по внутреннему контуру, б) $\sigma_r/2H$ - по внешнему контуру, в) $\sigma_r/2H$ - по внешнему контуру.

на контакте обделка-порода всюду сжимающие. По внутреннему контуру обделки, в зоне стыка слоев, возникают небольшие растягивающие напряжения.

При $\lambda = 1$ вид эпюры остается неизменным для всех углов φ , меняет свое направление лишь ось симметрии, которая проходит под углом $\varphi + 90^\circ$.

Исследование напряженного состояния обделки в зависимости от времени ее совместной работы с окружающим массивом. Был рассмотрен случай, когда обделка круглого сечения вводится в совместную работу с окружающим горным массивом (алевролит) по истечении некоторого времени Δt после проходки выработки (после нагружения моделей) и исследовано изменение напряженного состояния обделки в зависимости от этого времени.

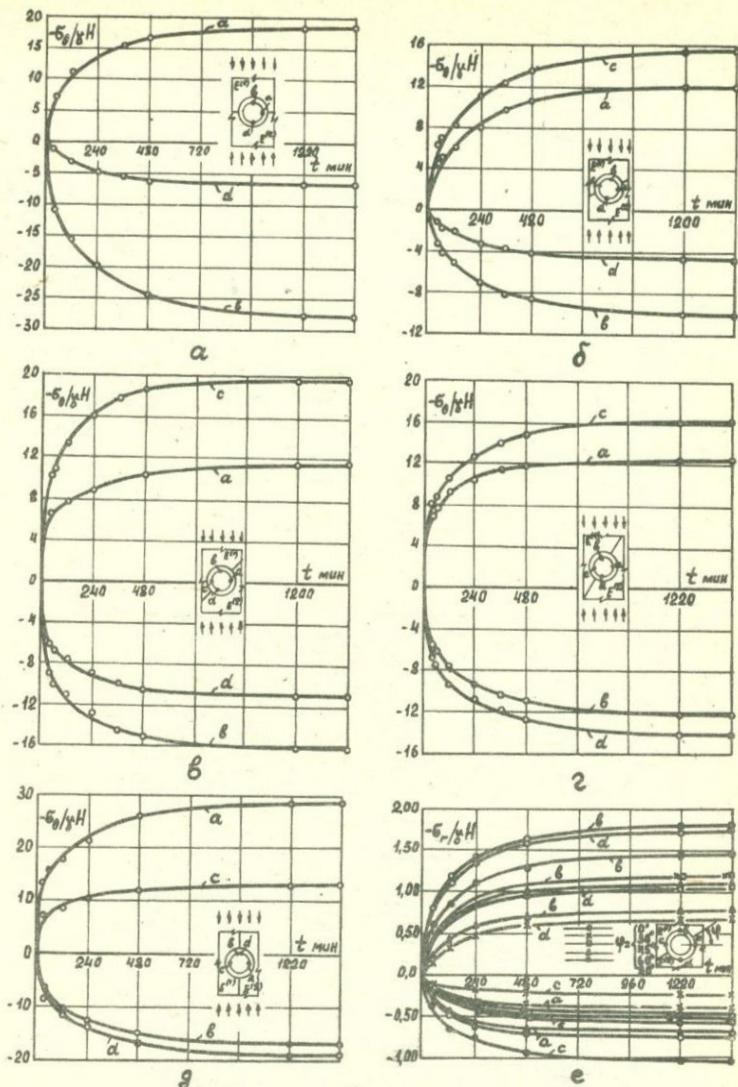


Рис.4. Графики изменения нормальных установившихся напряжений во времени для характерных точек оболочки при действии вертикальной нагрузки, а, б, в, г, д — $\sigma_0/\gamma H$ по внутреннему контуру, соответственно, при $\varphi = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$; е) $\sigma_r/\gamma H$ — по внешнему контуру для всех значений φ .

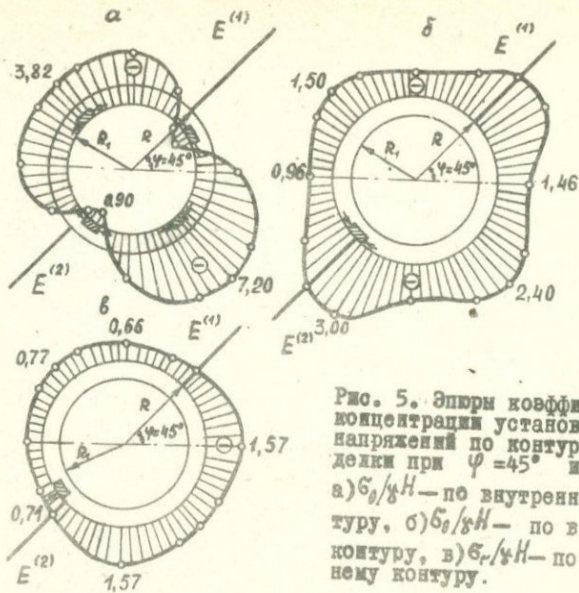


Рис. 5. Эпюры коэффициентов концентрации установившихся напряжений по контурам обделки при $\varphi = 45^\circ$ и $\lambda = 1$:
 а) $\sigma_0 / 8H$ — по внутреннему контуру, б) $\sigma_0 / 8H$ — по внешнему контуру, в) $\sigma_r / 4H$ — по внешнему контуру.

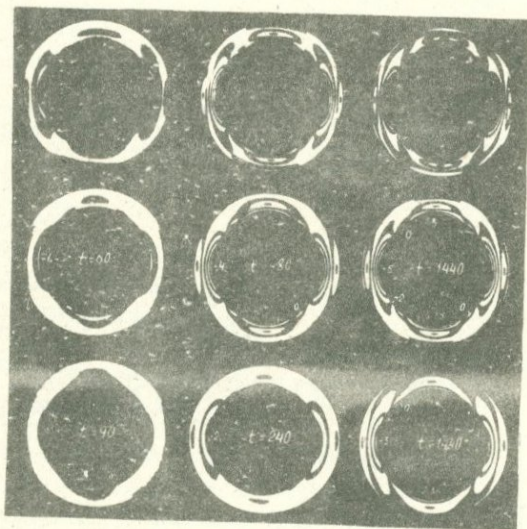


Рис. 6. Характерные картины полос в модели обделки для различных моментов времени от вертикального давления: (верхний ряд — $\Delta t = 0$ мин, средний ряд — $\Delta t = 30$ мин, нижний ряд — $\Delta t = 60$ мин).

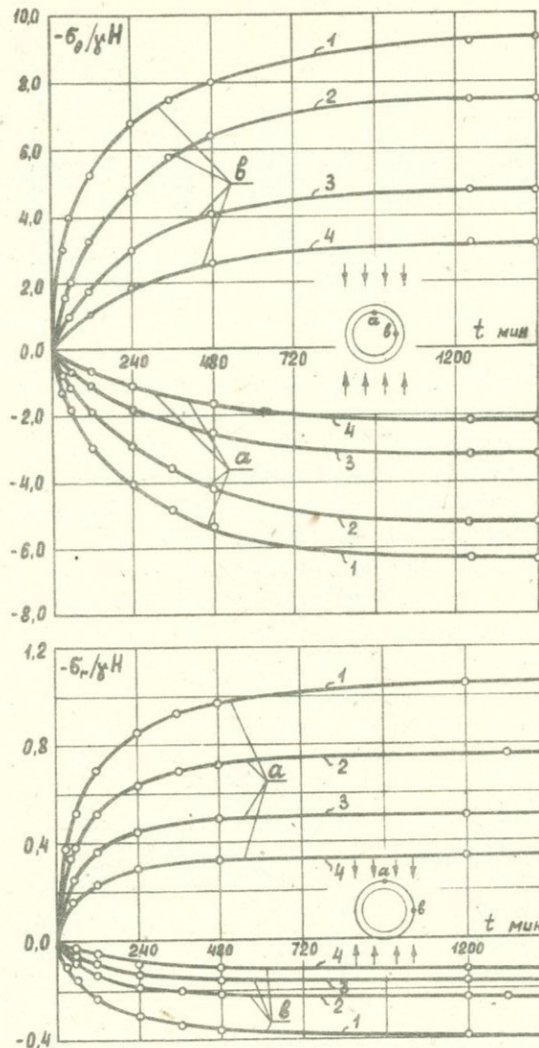


Рис. 7. Графики изменения нормальных напряжений во времени для характерных точек обделки при действии вертикальной нагрузки: 1, 2, 3, 4 — соответственно, при $\Delta t = 0, 30, 60, 90$ мин от начала совместной работы обделки с породой. $\sigma_{\theta}/\gamma H$ — по внутреннему контуру, $\sigma_r/\gamma H$ — по внешнему контуру.

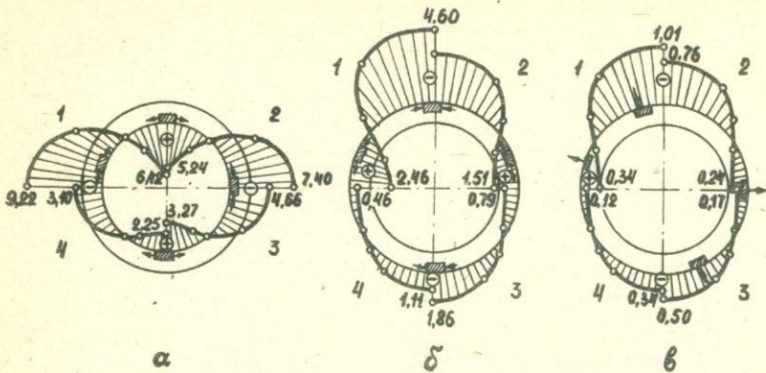


Рис. 8. Эпюры коэффициентов концентрации установившихся напряжений в оболочке при действии вертикальной нагрузки ($R/R_2 = 1,3739$, $E_{os}/E_{max} = 4$, $t_m = 1440$ мин) для различных значений времени совместной работы оболочки и породы (1, 2, 3, 4 — соответственно для $\Delta t = 0, 30, 60, 90$ мин): а) $\epsilon_{\theta}/\mu H$ — по внутреннему контуру, б) $\epsilon_{\theta}/\mu H$ — по внешнему контуру, в) $\epsilon_r/\mu H$ — по внешнему контуру.

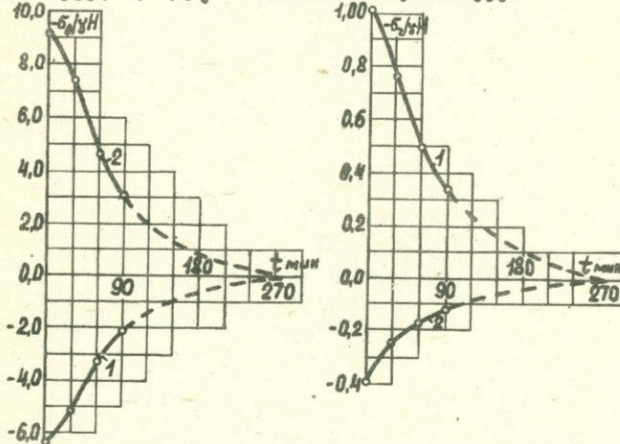


Рис. 9. Графики изменения коэффициентов концентрации установившихся напряжений при действии вертикальной нагрузки в зависимости от времени совместной работы оболочки и породы; а) $\epsilon_{\theta}/\mu H$ — по внутреннему контуру, б) $\epsilon_r/\mu H$ — по внешнему контуру; (1 — в своде, 2 — на боковой стенке).

Рассматривались четыре модели. В первой модели обделка включается в работу сразу же после проходки выработки. В следующих экспериментах обделка включается в работу соответственно через $\Delta t = 30, 60, 90$ мин после проходки, т.е. после нагружения моделей. Отметим, что обделка включается в совместную работу с массивом при условии сопряжения с жестким сцеплением.

На рис.8 приведены картины полос в моделях для различных моментов времени при различных значениях времени включения Δt .

Из приведенных графиков изменения нормальных напряжений σ_θ и σ_r во времени для характерных точек, соответственно, внутреннего контура обделки и на контакте обделка-порода при действии вертикальной нагрузки для разных Δt видно, что чем раньше обделка включается в работу, тем больше значения напряжений (рис.7). Чем позже обделка включается в работу, тем раньше наступает время стабилизации напряжений.

При действии вертикальной нагрузки (рис.8), на внутреннем контуре обделки в своде и подошве возникают растягивающие тангенциальные напряжения σ_θ , а на боковых стенках — сжимающие. При $\Delta t = 90$ мин напряжения σ_θ в соответствующих точках обделки в два-три раза меньше, чем при $\Delta t = 0$. Для всех Δt максимальное значение σ_θ на боковой стенке примерно в 1,4 раза больше по абсолютной величине, чем напряжения в своде или подошве. Горизонтальная нагрузка вызывает растяжение внутренних волокон, сжатие свода и подошвы обделки. Нормальные напряжения σ_θ и σ_r на контакте обделка-порода противоположны по знаку напряжениям на внутреннем контуре (рис.8б,в).

Отношение максимальных напряжений σ_θ в своде и на боковой стенке равняется приблизительно двум для всех значений Δt , а для напряжений σ_r — трем (рис.8).

При действии вертикальной нагрузки характер изменения нормальных напряжений σ_r и σ_θ для характерных точек внутреннего контура обделки и на контакте обделка-порода в зависимости от времени включения обделки в работу один и тот же (рис.9).

Как видно из рис.9 нормальные напряжения имеют наибольшее значение при мгновенном включении обделки в работу сразу же после проходки выработки. В начальном участке времени напряжения растут интенсивно, а если же обделка вводится в работу с отставанием от момента проходки выработки, то в этом

участке замечается резкий спад напряжений. Если этот промежуток времени сравним со временем стабилизации ползучести горной породы ($\Delta t \geq t_{\text{стаб}}$), то давление на обделку практически отсутствует. Этот факт отмечен и в теоретических исследованиях [1], где так же делается заключение, что оптимальный момент включения обделки в работу может быть найден из совместного изучения устойчивости породной стенки незакрепленной выработки и проявления неустановившегося горного давления на туннельную обделку.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Айтиалиев Ш.М., Исследование работы напорного туннеля круглого очертания под действием неустановившегося горного давления. В кн. "Геологические вопросы механики горных пород". Изд. АН Каз.ССР, 1964.
2. Вардания Г.С., Гудканян А.Р., Применение поляризационно-оптического метода к моделированию напряженного состояния обделок подземных сооружений в условиях ползучести горных пород. Физико-техн. пробл. разраб. полезн. ископ., №2, 1974, Новосибирск.
3. Гудканян А.Р., Исследование напряженного состояния обделок туннеля круглого сечения с учетом ползучести горных пород. "Изд. АН Арм.ССР, Механика", т.24, № 4, 1971.
4. Дмоховский А.В., Вардания Г.С., Гудканян А.Р., Моделирование напряженного состояния обделок подземных сооружений с учетом ползучести горных пород. В сб.тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева "Моделирование задач динамики, термоупругости и статки поляризационно-оптическим методом", № 73, 1970.
5. Ержанов Э.С., Теория ползучести горных пород и ее приложения. Изд. "Наука", Алма-Ата, 1964.
6. Месчян С.Р., Ползучесть глинистых грунтов. Изд. АН Арм.ССР, Ереван, 1967.
7. Назаров А.В., О механическом подобии твердых деформируемых тел. Изд. АН Арм.ССР, Ереван, 1965.
8. Работнов Ю.Н., ПМТФ, № 2, 1961.
9. Седов Л.И., Методы подобия и размерности в механике. Изд. "Наука", 1967.
10. Фрохт М.М., Фотоупругость, т. I, Гостехиздат, 1948.
11. Хесин Г.Л., Вардания Г.С., Мусатов Л.Г., Моделирование ползучести элементов бетонных конструкций поляризационно-оптическим методом. Тр. Всесоюз. конференции по поляризационно-оптическому методу исследования напряжений. Таллин, т. II, 1971.
12. Хесин Г.Л., Дмоховский А.В., Учет влияния коэффициента Пуассона для многосвязной весомой подуплоскости в задачах фотоупругости. Изв. ВУЗов, "Строительство и архитектура", № 3, 1966.

О ВЗАИМОСВЯЗИ МЕТОДОВ РЕОЛОГИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ И
ТЕОРИИ НАСЛЕДСТВЕННЫХ СРЕД ПРИ ОПИСАНИИ ЗАКО-
НОМЕРНОСТЕЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ

ЕРМОЛАЕВ Н.Н.

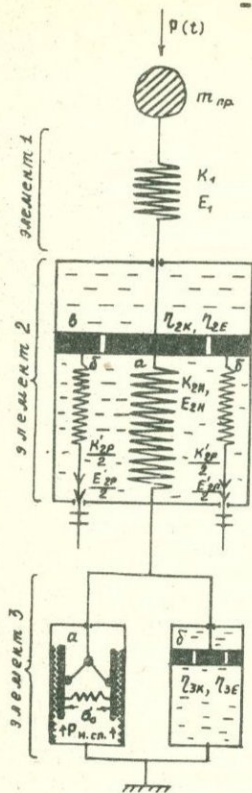
(ЛИИТ им.В.Н.ОБРАЗЦОВА)

Основным методом изучения процесса деформирования грунтов оснований в настоящее время является метод, основанный на схематизации деформированных свойств грунтов с помощью упрощенных механических моделей. Наиболее распространенными в инженерных приложениях моделями являются модели коэффициента постели и линейно-деформируемого полупространства /2, 7/. Эти модели основаны на использовании закона Гука и принципиально не позволяют описывать ход деформаций и релаксации напряжений во времени.

Для описания хода во время деформационных и релаксационных процессов в грунтах достаточно широко / I-8/ используется метод реологических моделей, обладающий рядом достоинств /наглядность восприятия, четкость физической трактовки процесса, ясность физического смысла механических констант грунтовой среды /I-5/. В связи с этим уместно отметить, что известная в механике грунтов модель "грунтовой массы" Терцаги-Герсеванова является по существу реологической моделью упруго-вязкой среды Томпсона, истолкованной с позиции взаимодействия жидкой и твердой фаз в грунтах в процессе фильтрационной консолидации. Примером достаточно общей реологической модели грунтовой среды является модель на рис. I, предложенная автором / 2 /. Модель включает три элемента, отображающие три основных вида деформации: упругие (элемент I), обратимые и частично необратимые упруго-вязкие (элемент 2) и вязко-пластические (элемент 3), что соответствует сложившимся представлениям о трех фазах деформирования и напряженного состояния в грунтах (фаза уплотнения, сдвигов, прогрессирующего течения).

При описании процессов деформирования с учетом инерционных эффектов в модель включена присоединенная масса грунта $m_{пр}$, которая в условиях нагружения, близких к статистическим, может быть принята равной нулю.

характеристики модели



№ хар-ки	с обоз.	разм.	название	тип. моде-лей
1	$K_1 = \frac{K_{1np}}{K_{1np}}$	$\frac{кг}{см^2}$	коэфф. жесткости (постели)	по принципу Фусса-Винклера
2а	K_{2H}	$\frac{кг}{см^2}$	коэфф. жестк. при нагрузке	
2б	K'_{2P}	$\frac{кг}{см^2}$	коэфф. жестк. при разгрузке	
2а+2б	K_{2P}	$\frac{кг}{см^2}$	коэфф. жестк. при разгрузке	
2в	η_{2K}	$\frac{кг \cdot сек}{см^2}$	коэфф. вязкости	
3а	$R_{ж.сн}$	$\frac{кг}{см^2}$	показатель несущей способности	по принципу полупространства
3б	η_{3K}	$\frac{кг \cdot сек}{см^2}$	коэфф. вязкости	
1	$E_1 = \frac{E_{1np}}{E_{1np}}$	$\frac{кг}{см^2}$	модуль упругости	
2а	E_{2H}	$\frac{кг}{см^2}$	модуль упругости при нагрузке	
2б	E'_{2P}	-	модуль упругости при разгрузке	
2а+2б	E_{2P}	-	модуль упругости при разгрузке	
2в	η_{2E}	$\frac{кг \cdot сек}{см^2}$	коэфф. вязк.	по принципу полупространства
3б	η_{3E}	-	- - - -	
3а	$R_{ж.сн}$	$\frac{кг}{см^2}$	показатель несущей способности	
μ	-	-	коэфф. Пуассона	

Рис. I. Модель упруго-вязко-пластической грунтовой среды.

Справа на рис. I дана таблица упругих, вязких и пластических характеристик элементов модели с их размерностями, исходя их предположения построения модели грунтовой среды первого типа по принципу модели Фусса-Винклера (коэффициенты постели "К" упругих элементов и коэффициенты вязкости вязких элементов η_k) и для модели второго типа по принципу линейно-деформируемого полупространства (модули упругости упругих элементов E , коэффициенты вязкости вязких элементов η_e , коэффициент Пуассона μ).

Численные индексы при характеристиках указывают на номер элемента модели, к которому она относится; буквенные индексы при характеристиках К и В для второго элемента, указывают их принадлежность к процессу нагружения (индекс "Н") или разгрузки (индекс "Р"). Элементы 1 и 2 модели позволяют описывать процесс устойчивой (установившейся) ползучести грунта при давлениях "Р" на основании меньших предела несущей способности $P_{н.ск}$

($p < P_{н.ск}$), когда вязко-пластический элемент 3 не вступает в работу. При $p > P_{н.ск}$ работают все три элемента модели, которая в этом случае описывает процесс неустойчивой (неустойчивой) ползучести. Включение в модель упругих элементов "2б", работающих только при разгрузке (коэффициенты жесткости K_{2p} ; модули упругости E_{2p}) позволяет отображать невосстанавливающиеся (остаточные) деформации в грунтовом основании при снятии (или уменьшении) нагрузки на штампы.

Дальнейшее изложение ведется применительно к процессу нагружения грунтового основания при установившейся ползучести, т.е. применительно к модели, включающей элементы 1 и 2.

В этом случае ход нарастания абсолютных деформаций $S_n(t_n)$ грунтового основания под штампом при произвольно изменяющемся во времени давлении $P_n(\tau)$ описывается соотношениями / 1, 2, 4 /:

а) для модели первого типа

$$S_n(t_n) = \frac{p_n(t_n)}{K_1} + \frac{1}{q_{2K}} \int_0^{t_n} p_n(\tau) e^{-\frac{K_{2H}}{q_{2K}}(t_n - \tau)} d\tau \quad (I)$$

б) для модели второго типа

$$S_n(t_n) = \frac{h_2 p_n(t_n)}{E_1} + \frac{h_2}{q_{2E}} \int_0^{t_n} p_n(\tau) e^{-\frac{E_{2H}}{q_{2E}}(t_n - \tau)} d\tau \quad (Ia)$$

где: t_n - общая продолжительность нагружения

τ - переменное время интегрирования, изменяющееся от 0 до t_n

h_2 - некоторая эквивалентная толщина сжимаемого слоя грунта, дающая в условиях модели типа Фусса-Виклера ту же по величине конечную деформацию, что и безграничное линейно-деформируемое грунтовое полупространство.

Значение h_2 определяется формулой:

$$h_2 = \omega (1 - \mu^2) \delta \quad (2)$$

где ω - коэффициент формы штампа в плане /2,7/ ;
 μ - коэффициент бокового расширения (Пуассона) грунта;
 b - меньшая сторона штампа.

Остальные обозначения указаны в таблице рис. I.

Если в момент t_n имеет место разгрузка штампа с законом изменения давления во времени $P_p(\tau)$ и конечной минимальной величиной давления на режиме разгрузки $P_p(t_p)$, то при этом :

а) чисто упругие деформации, отображаемые элементом 1 модели, восстановятся практически мгновенно до уровня, определяемого разностью давлений $P_n(t_n) - P_p(t_p)$;

б) упруго-вязкие деформации, отображаемые элементом 2 модели, восстановятся лишь частично, учитывая наличие упругих элементов обратного хода δ_b в модели, тормозящих процесс восстановления деформаций.

Решение дифференциального уравнения, описывающего процесс восстановления упруго-вязких деформаций, приводит к следующим соотношениям :

а) для модели первого типа

$$S_{pb}(t_p) = \frac{P_n(t_n) - P_p(t_p)}{K_1} + \frac{K_{2H} S_{2H}(t_n)}{K_{2P}} \left[1 - e^{-\frac{K_{2P}}{\eta_{2K}}(t_p - t_n)} \right] - \frac{1}{\eta_{2K}} \int_0^{t_p - t_n} P_p(\tau) e^{-\frac{K_{2P}}{\eta_{2K}}(t - \tau)} d\tau \quad (3)$$

б) для модели второго типа

$$S_{pb}(t_p) = \frac{h_3 [P_n(t_n) - P_p(t_p)]}{E_1} - \frac{E_{2H} S_H(t_n)}{E_{2P}} \left[1 - e^{-\frac{E_{2P}}{\eta_{2E}}(t_p - t_n)} \right] - \frac{h_3}{\eta_{2E}} \int_0^{t_p - t_n} P_p(\tau) e^{-\frac{E_{2P}}{\eta_{2E}}(t - \tau)} d\tau \quad (3a)$$

Значения остаточных деформаций на режиме разгрузки определяются как разность общих деформаций на режиме нагружения согласно (I) и (Ia) и восстанавливающихся деформаций согласно (3) и (3a). Соотношения в общем случае будут иметь вид :

а) для модели первого типа

$$S_{po}(t_p) = \frac{P_p(t_p)}{K_1} + S_{2H}(t_H) \left\{ 1 - \frac{K_{2H}}{K_{2P}} \left[1 - e^{-\frac{K_{2P}}{\eta_{2K}}(t_p - t_H)} \right] \right\} + \\ + \frac{1}{\eta_{2K}} \int_0^{t_p - t_H} P_p(\tau) e^{-\frac{K_{2P}}{\eta_{2K}}(t - \tau)} d\tau \quad (4)$$

б) для модели второго типа

$$S_{po}(t_p) = \frac{h_3 P_p(t_p)}{E_1} + S_{2H}(t_H) \left\{ 1 - \frac{E_{2H}}{E_{2P}} \left[1 - e^{-\frac{E_{2P}}{\eta_{2E}}(t_p - t_H)} \right] \right\} + \\ + \frac{h_3}{\eta_{2E}} \int_0^{t_p - t_H} P_p(\tau) e^{-\frac{E_{2P}}{\eta_{2E}}(t - \tau)} d\tau \quad (4a)$$

Рассматриваемая модель позволяет описывать процесс релаксации давлений (напряжений) под штампом, если заданы начальная деформация основания под штампом в конце процесса нагружения $S_H(t_H)$ и закономерности ее изменения в процессе нагружения $S_H(\tau)$.

Соответствующие соотношения для процесса релаксации давлений на границе штамп-основания получаются путем решения интегральных уравнений (I) и (Ia) относительно $P_H(t_H)$ методом преобразования Лапласа и имеют вид:

а) для модели первого типа

$$P_H(t_H) = K_1 S_H(t_H) - \frac{K_1^2}{\eta_{2K}} \int_0^{t_H} S_H(\tau) e^{-\frac{K_{2H} + K_1}{\eta_{2K}}(t_H - \tau)} d\tau \quad (5)$$

б) для модели второго типа

$$P_H(t_H) = \frac{E_1}{\eta_3} S_H(t_H) - \frac{E_1^2}{h_3^2 \eta_{2E}} \int_0^{t_H} S_H(\tau) e^{-\frac{E_{2H} E_1}{\eta_{2E}}(t_H - \tau)} d\tau \quad (5a)$$

Как видно из соотношений (I), (Ia), (5) и (5a), рассмотренные реологические модели дают экспоненциальные законы нарастания деформаций и релаксаций давлений во времени.

При этом при частных предположениях и режимах нагружения $P_n(t_n = P_n = \text{const}$ и $t_n \rightarrow \infty$ /, получаемые, например, соотношения для конечных стабилизированных деформаций переходят в известные в механике грунтов соотношения для конечных деформаций для моделей Фусса-Винклера и линейно-деформируемого полупространства. Это обстоятельство, а также относительная простота полученных соотношений, являются их достоинством для использования в решении некоторых практических инженерных задачах /1,3,5/.

Однако, результаты опытов, проведенных автором и другими исследователями (Вялов С.С., Месчан С.Р.) показывают, что ход деформаций устойчивой ползучести для глинистых грунтов в ряде случаев отклоняется от экспоненциальных зависимостей. При этом процессы деформирования грунтов во времени, равно как и процесс релаксации давлений в них, описывается интегральными уравнениями Больцмана-Вольтерра, вида:

$$S_n(t_n) = \int_0^{t_n} P_n(\tau) K_{\text{вн}}(t_n - \tau) d\tau = \int_0^{t_n} P_n(t_n - \tau) K_{\text{вн}}(\tau) d\tau \quad (6)$$

$$P_n(t_n) = \int_0^{t_n} S_n(\tau) R_n(t_n - \tau) d\tau = \int_0^{t_n} S_n(t_n - \tau) R_n(\tau) d\tau \quad (7)$$

где $K_{\text{вн}}(t_n)$ - функция влияния (ядро) интегрального уравнения (6)

$R_n(t_n)$ - функция релаксации интегрального уравнения (7), являющаяся резольвентой интегрального уравнения (6).

Решение уравнений (6) и (7) методом операционного преобразования Лапласа показывает, что изображения функций влияния $K_{\text{вн}}(M)$ и функции релаксации $R_n(M)$ обязаны соотношением

$$R_n(M) = \frac{1}{K_{\text{вн}}(M)} \quad (8)$$

Преобразованные с использованием комплексного параметра M значения $R_n(M)$ и $K_{\text{вн}}(M)$ равны:

$$R_n(M) = \int_0^{\infty} R_n(t_n) e^{-Mt_n} dt_n; \quad K_{\text{вн}}(M) = \int_0^{\infty} K_{\text{вн}}(t_n) e^{-Mt_n} dt_n \quad (9)$$

Оригиналы функций влияния и релаксации, находимые из решения уравнений (6) и (7) соответственно при $P_n = const$ и $S_n = const$, находятся из соотношений:

$$K_{вн}(t_n) = \frac{\dot{S}_n(t_n)}{P_n}; \quad R_n(t_n) = \frac{\dot{P}_n(t_n)}{S_n} \quad (10)$$

Из (10) видно, что функция влияния является уравнением кривой скорости деформации под штампом при нагружении нагрузкой (в виде единичного скачка (t_n)). Эта кривая может быть сравнительно просто найдена путем экспериментальной записи кривой деформации во времени с последующим ее аналитическим обобщением и дифференцированием. Зная $K_{вн}(t_n)$, преобразуя ее по Лапласу, можно найти согласно (9) преобразованный вид функции релаксации $R_n(M)$ и далее, совершая обратное преобразование Лапласа, найти оригинал функции релаксации $R_n(t_n)$.

Как показывает детальное изучение вопроса, соотношения (6) и (7) пригодны для описания процессов деформирования и релаксации в грунтах, схематизируемых любой реологической моделью, в том числе и рассмотренной ранее. При этом надо руководствоваться следующими двумя правилами:

Первое правило. Функция влияния любой реологической модели $K_{вн}(t_n)$, составленной из последовательно соединенных простых упругих и вязких элементов, получаются путем сложения функций влияния составляющих простых (или сложных) элементов модели $K_{внi}(t_n)$, т.е.:

$$K_{вн}(t_n) = \sum_1^n K_{внi}(t_n) \quad (11)$$

Второе правило. Функции релаксации сложных реологических элементов модели $R_n(t_n)$, составленной из параллельно соединенных простых элементов, получаются путем сложения функций релаксации простых элементов модели $R_{нi}(t_n)$, т.е.:

$$R_n(t_n) = \sum_1^n R_{нi}(t_n) \quad (12)$$

В качестве примера, ниже приводятся вид функции влияния (13) и функции релаксации (14) упруго-вязкой модели типа Фусса Вилккера (рис. I), найденные в соответствии с указанными правилами.

$$K_{2n}(t_n) = \frac{i'(t)}{K_1} + \frac{e^{-\frac{K_{2n}}{\eta_{2n}} t}}{\eta_{2n}} \quad (13)$$

$$R_n(t_n) = K_1 \cdot i'(t) - \frac{K_1^2}{\eta_{2n}} e^{-\frac{K_{2n} + K_1}{\eta_{2n}} t} \quad (14)$$

где $i'(t)$ - функция единичного скачка первого рода (дельта-функция);

K_1, K_{2n}, η_{2n} - характеристика элементов реологической модели, поясненные в таблице на рис. I.

Таким образом метод теории наследственных сред при описании процессов деформации грунтов во времени и релаксации в них напряжений является обобщением метода реологических моделей и в этом смысле является более универсальным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ермолаев Н.Н. Теоретические предпосылки к решению задачи о взаимодействии колес самолета с грунтом как наследственной средой. Труды ЛКВВИА им.А.Ф.Можайского, вып.339. 1960.
2. Ермолаев Н.Н. Механика грунтов. Основания и фундаменты. Изд.ЛКВВИА им.А.Ф.Можайского. Л, 1962.
3. Ермолаев Н.Н. Некоторые вопросы теории колевообразования с учетом упруго-вязких свойств грунтов. Труды ЛКВВИА им.А.Ф.Можайского, вып.455, 1968.
4. Ермолаев Н.Н. Теория деформирования грунтов, как наследственных сред в условиях воздействия нагрузок, изменяющихся по произвольному закону во времени. Динамика оснований и фундаментов (Труды второй конференции) том I, М., 1969.
5. Ермолаев Н.Н. Реологические модели и их использование в динамике грунтов. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Материалы III Всесоюзной конференции (тезисы докладов), изд. "ФАН" Ташкент, 1973.
6. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Том I, П.Стройиздат М.Л., 1959, 1963.
7. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). Изд. "Высшая школа". М., 1973.
8. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов. Стройиздат, М., 1973.

МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РЕОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ НА ОСНОВЕ ШТАМПОВЫХ ИСПЫТАНИЙ.

ЕРМОЛАЕВ Н.Н.

(ЛИИЖТ им.В.Н.ОБРАЗЦОВА Г.ЛЕНИНГРАД.)

Излагаемые методики определения реологических характеристик грунтов оснований в условиях штамповых испытаний разработаны применительно к реологической модели, рассмотренной в статье /1/ настоящего сборника. В качестве исходных использованы соотношения для процесса деформирования и релаксации напряжений, выведенные в указанной статье для случая установившейся ползучести, когда давление на штамп менее несущей способности основания ($P < P_{н.сл.}$).

Теоретически были исследованы четыре методики испытаний. Однако после экспериментальной проверки на специально созданных установках предпочтение было отдано двум методикам, как относительно более простым и дающим более достоверные результаты. Ниже подробно рассматриваются две эти методики применительно вначале к модели, построенной по принципу Фусса-Винклера и затем к модели, построенной по принципу линейно-деформируемого полупространства.

1. Модель, построенная по типу Фусса-Винклера

Для модели этого типа в результате испытаний по обеим методикам определяются:

- $K_1 = K_{упр}$ - мгновенный (динамический) коэффициент жесткости (коэффициент постели), в кг/см²;
- $K_{\infty} = K_{нст}$ - длительный (статический) коэффициент жесткости, в кг/см²;
- $K_{2н}$ - коэффициент жесткости упруго-вязких деформаций элемента 2 модели при нагружении, в кг/см²;
- $K'_{2р}$ - коэффициент жесткости элементов обратного хода, в кг/см²;
- $K_{2р}$ - общий коэффициент жесткости восстанавливающихся упруго-вязких деформаций, в кг/см²;
- $\eta_{2к}$ - коэффициент вязкости вязкого элемента модели в кг сек/см².

Первая методика испытаний (рис. I). Давление P_n в момент $t = 0$ прикладывается к штампу практически мгновенно и далее выдерживается постоянным до момента t_n , после чего практически мгновенно сбрасывается до нуля (рис. Ia). Характер экспериментальных кривых в режиме нагружения и разгрузки показан на рис. Ib. Продолжительности нагружения t_n и разгрузки $(t_p - t_n)$ принимаются такими, чтобы практически полностью завершили процесс нарастания упруго-вязких деформаций при нагружении до их предельного значения, а при разгрузке - завершился практически полностью процесс восстановления упруго-вязких деформаций, также до их возможного предельного значения. Иными словами, процессы нагружения и разгрузки в теоретическом плане соответствует бесконечно длительным нагружению и разгрузке. Это означает, что принимаются приближенно равенства (рис. Ib):

$$S_{n\infty} \approx S_n(t_n); S_{p\infty} \approx S_{p_0}(t_p); S_{p\infty} \approx S_{p_0}(t_p), \quad (I)$$

- где: $S_{n\infty}$ - стабилизированные (полные) деформации при времени нагружения $t_n \rightarrow \infty$;
 $S_{p\infty}$; S_{p_0} - предельные остаточные и восстанавливающиеся деформации при времени разгрузки $(t_p - t_n) \rightarrow \infty$;
 $S_n(t_n)$ - деформация при нагружении, практически близкая к предельной $S_{n\infty}$;
 $S_{p_0}(t_p)$; - остаточные и восстанавливающиеся деформации, практически близкие к их предельным значениям.
 $S_{p_0}(t_p)$ - практически близкие к их предельным значениям.

Кроме того, на рис. Ib показаны :

- $S_n(t_n)$ - текущие общие деформации при нагружении в некоторый момент t_n ;
 $S_{p_0}(t_p)$; - текущие остаточные и восстанавливающиеся деформации в некоторый момент времени t_{p_1} , при разгрузке ;
 S_{1no} - чисто-упругие деформации, возникающие в момент нагружения (при $t_n = 0$) ;
 S_{1p_0} - чисто упругие деформации, восстанавливающиеся в момент разгрузки t_n , равные исходя из физического смысла задачи и структуры модели, величине S_{1no} ;
 $S_{2n\infty}$ - предельные упруго-вязкие деформации (второго элемента модели) при $t_n \rightarrow \infty$;

Все указанные деформации снимаются с экспериментальной кривой (типа рис. Ia) и в последующем считаются известными. В соответствии с приведенными пояснениями и рис. Ib справедливы равенства :

$$S_{n\infty} = S_{1n} + S_{2n\infty} = S_{p_0\infty} + S_{p_0} = S_{p_0}(t_p) + S_{p_0}(t_{p_1}) \quad (2)$$

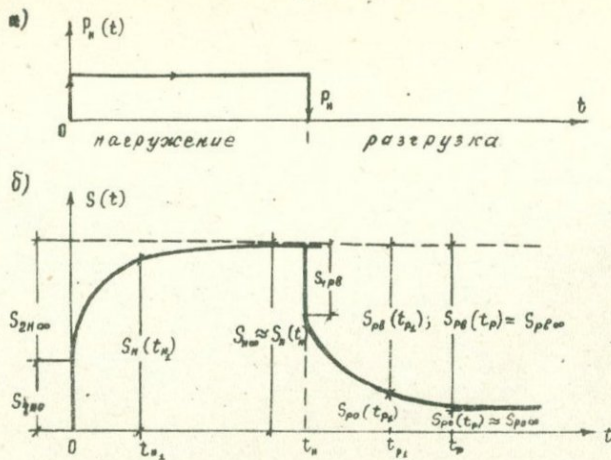


Рис.1. Первая методика испытаний

- а) режим нагружения и разгрузки;
- б) ход деформаций во времени.

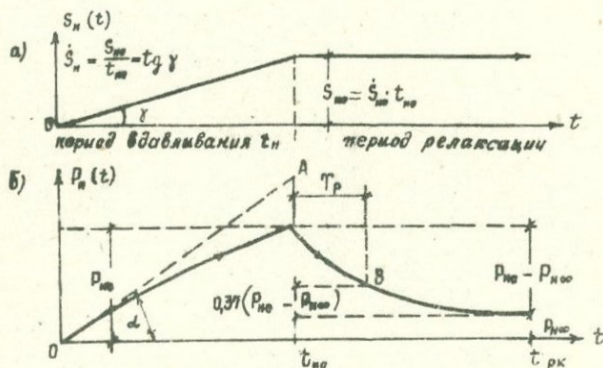


Рис.2. Вторая методика испытаний

- а) режим вдавливания штампа
- б) ход нарастания и релаксации давлений во времени.

- После сделанных пояснений перейдем к выводу соотношений для указанных ранее реологических характеристик грунтов.

При рассматриваемой методике испытаний (режиме нагружения и разгрузки) соотношение (I) из / I / после интегрирования и подстановки пределов получает вид:

$$S_N(t_N) = \frac{P_N}{K_{упр}} + \frac{P_N}{K_{2N}} \left(1 - e^{-\frac{K_{2N}}{\eta_{2K}} t_N} \right) \quad (3)$$

$$\text{при } t_N = 0 \quad S_N(0) = S_{N0} = \frac{P_N}{K_{упр}} \quad (а)$$

$$\text{при } t \rightarrow \infty \quad S_N(\infty) = S_{N\infty} = \frac{P_N}{K_{N\infty}} \quad (б)$$

Из (а) и (б) с учетом (I) и (2), решая в заключение (3), при $t = t_N \ll t_N$, относительно η_{2K} , получаем следующие последовательно используемые расчетные формулы для искомых реологических характеристик грунта основания:

$$K_{упр} = K_1 = \frac{P_N}{S_{N0}} = \frac{P_N}{S_{1+P}} \quad ; \quad (4)$$

$$K_{N\infty} = \frac{P_N}{S_{N\infty}} = \frac{P_N}{S_N(t_N)} \quad ; \quad (5)$$

$$K_{2N} = \frac{K_{N\infty} K_{упр}}{K_{упр} - K_{N\infty}} \quad ; \quad (6)$$

$$\eta_{2K} = \frac{K_{2N} t_N}{\epsilon_N \frac{S_{N\infty} - S_N(t_N)}{S_{N\infty} - S_N(t_N)}} \quad ; \quad (7)$$

Для получения более правильных значений η_{2K} , его значения целесообразно находить для нескольких значений $0 < t_N \ll t_N$ с последующим их осреднением.

Вторая методика испытаний (рис.2). Штамп принудительно вдавливается в грунтовое основание с постоянной скоростью \dot{S}_N до некоторого момента t_{N0} (рис.2а). При этом, с помощью датчиков давлений, смонтированных в одной плоскости с подошвой штампа записывается на осциллограмму кривая нарастания давлений по подошве (рис.2б). Далее, в момент t_{N0} вдавливание штампа прекращается и деформация вдавливания фиксируется на постоянном уровне S_{N0} , достигнутом в момент t_{N0} . Вследствие процесса релаксации при $t > t_{N0}$ происходит уменьшение давлений по подошве штампа.

Ход кривой спада давлений до некоторого близкого к минимальному значению давления P_{∞} при некотором достаточно большом конечном времени выдерживания штампа t_p записывается на осциллограф (рис.2б). Имея записанные экспериментальные кривые давлений по подожве штампа в периоды вдавливания и релаксации, и зная закономерность изменения деформаций вдавливания (рис.2а), сравнительно просто определить искомые реологические характеристики грунта основания, схематизированного принятой реологической моделью.

Действительно, изменение деформаций вдавливания во времени при рассматриваемой методике испытаний в промежутке $0 < t_n < t_{\infty}$ описывается соотношением:

$$S_n(t_n) = \dot{S}_n \cdot t_n = \frac{S_{\infty}}{t_{\infty}} \cdot t_n \quad (8)$$

Подставляя в общее уравнение релаксации давлений (5), приведенное в / I /, вместо $S_n(t)$ его значение из (8) и интегрируя, получаем, после подстановки пределов и несложных преобразований, уравнение релаксации давлений для принятого режима вдавливания штампа

$$P_n(t_n) = K_{\text{упр}} \cdot \dot{S}_n \cdot t_n - \frac{K_{\text{упр}}^2 \cdot \dot{S}_n \cdot T_p}{K_{2n} + K_{\text{упр}}} \left(e^{-\frac{t_n}{T_p}} + \frac{t_n}{T_p} - 1 \right) \quad (9)$$

Дифференцируя (9) по переменной t_n , получаем для первой производной давления по времени соотношения

$$\dot{P}_n(t_n) = K_{\text{упр}} \cdot \dot{S}_n - \frac{K_{\text{упр}}^2 \cdot \dot{S}_n}{K_{2n} + K_{\text{упр}}} \left(1 - e^{-\frac{t_n}{T_p}} \right), \quad (10)$$

где T_p - время релаксации давлений, определяемое из выражения

$$T_p = \frac{l_{2K}}{K_{2n} + K_{\text{упр}}} \quad (11)$$

В момент начала вдавливания, то есть при $t_n = 0$, первая производная $\dot{P}_n(0)$, согласно (10), равна

$$\dot{P}_n(0) = K_{\text{упр}} \cdot \dot{S}_n \quad (9a)$$

Откуда

Так как геометрически $\dot{p}_n(0)$ является тангенсом угла наклона касательной OA и кривой давления (рис.26) в начале координат, а \dot{S}_n есть тангенс угла γ наклона прямой вдавливания $S_n(t_p)$, то:

$$K_{упр} = \frac{t_p \alpha}{t_p \gamma} = \frac{t_p \alpha}{\dot{S}_n} = \frac{t_p \alpha \cdot t_{п0}}{S_{п0}} \quad (I2)$$

Для определения трех оставшихся характеристик, необходимо воспользоваться данными, снимаемыми с кривой релаксации давления в промежутке $0 < t_p \leq t_{рк}$ (рис.26): t_p - время, отсчитываемое от начала кривой релаксации.

Прежде всего найдем уравнение кривой релаксации. С этой целью подставляя в общее уравнение (5) / I / кривой релаксации значение $S_n(t) = S_{п0} = \cos \nu t$, получаем после интегрирования и подстановки пределов (от 0 до t_p)

$$p_n(t_p) = p_{п0} \left[1 - \frac{K_{упр}}{K_{2н} + K_{упр}} \left(1 - e^{-\frac{t_p}{T_p}} \right) \right] \quad (I3)$$

При $t_p = 0$

$p_n(0) = p_{п0}$

При $t_p = t_{рк} \rightarrow \infty$

$p_n(\infty) = p_{н0} = p_{п0} \left(\frac{K_{2н}}{K_{2н} + K_{упр}} \right)$

Или

$$\frac{K_{2н}}{K_{2н} + K_{упр}} = \frac{p_{н0}}{p_{п0}} \quad (I4)$$

Используя (I4), уравнение (I3) кривой релаксации можно переписать в виде

$$p_n(t_p) = p_{п0} - (p_{п0} - p_{н0}) \left(1 - e^{-\frac{t_p}{T_p}} \right)$$

Или

$$\frac{p_n(t_p) - p_{н0}}{p_{п0} - p_{н0}} = e^{-\frac{t_p}{T_p}} \quad (I3a)$$

При t_r , равном времени релаксации T_r , т.е. при $t_r = T_r$, имеем:

$$[p_r(T_r) - p_{нас}] = \frac{p_{н0} - p_{нас}}{e} = 0,37 (p_{н0} - p_{нас}) \quad (16)$$

Из полученного видно, что период релаксации равен промежутку времени, в течение которого максимальная разность давлений $(p_{н0} - p_{нас})$ уменьшится в e раз, т.е. будет составлять $0,37 (p_{н0} - p_{нас})$. Следовательно, значение T_r (рис. 26) будет определяться точкой "в" кривой релаксации, отстоящей по вертикали на расстоянии $0,37 (p_{н0} - p_{нас})$ от асимптоты $p_{нас}$ кривой релаксации. Таким образом, время T_r может быть простейшим путем найдено по кривой релаксации и поэтому может считаться известной величиной.

Решая совместно уравнение (II), и (14) относительно искомым характеристик K_{2H} и η_{2H} используя (6) в первой методике, получаем следующие расчетные формулы:

$$K_{2H} = \frac{p_{нас} \cdot K_{цур}}{p_{н0} - p_{нас}} \quad (15)$$

$$\eta_{2H} = (K_{цур} + K_{2H}) T_r \quad (16)$$

$$K_{нас} = \frac{1}{\frac{1}{K_{2H}} + \frac{1}{K_{цур}}} \quad (17)$$

где: T_r - определяется согласно вышеназванного графического приема по кривой релаксации;

$K_{цур}$ - определяется согласно (12).

2. Модель, построенная по типу линейно-деформируемого порупространства

Характер выкладок и рассуждений при определении реологических характеристик по обеим методикам полностью аналогичен. На основе положений, определенных в статье / I / настоящего сборника, получены следующие расчетные формулы для определения характеристик модели линейно-деформируемого порупространства по известным характеристикам модели Фусса-Винклера:

$$\left. \begin{aligned} E_{упр} &= h_3 K_{упр} \\ E_{2н} &= h_3 K_{2н} \\ E_{нов} &= h_3 K_{нов} \\ \rho_{гг} &= \rho_3 \rho_{гг} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

где h_3 - эквивалентная толщина сжимаемой толщи, определяемая по формуле (2) статьи / I /.

Разработанные методики были реализованы в практике испытаний на специально созданных в ЛВИКА им.А.Ф.Можаевского установках. В разработке установок и проведении испытаний принимали участие Н.В.Сенин и И.Г.Ширяев / 2 /.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Ермолаев Н.Н. О взаимосвязи методов реологических моделей и теории наследственных сред при описании закономерностей ползучести грунтов. Статья в настоящем сборнике.
2. Ермолаев Н.Н., Сенин Н.В., Ширяев И.Г. Экспериментальная установка для исследования прочностных и деформативных свойств грунтов при скоростном их нагружении. Информационный сборник НИО ЛВИКА им.А.Ф.Можаевского № 79, I.1966.
3. Ермолаев Н.Н., Ширяев И.Г. Прибор для определения реологических и деформативных характеристик грунтов. Информационный сборник НИО ЛВИКА им.А.Ф.Можаевского, № 86, I.1967.

К ВОПРОСУ О МИКРОМЕХАНИЗМЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ
ЛЬДА ПОД НАГРУЗКОЙ

Ю.К. ЗАРЕЦКИЙ

(НИС Гидропроекта)

В.И. СОЛОМАТИН

(МГУ)

Б.Д. ЧУМИЧЕВ

(НИС Гидропроекта)

Строение льда - его структурные и текстурные особенности являются, наряду с температурой, важнейшими факторами, определяющими механические свойства льда. Мгновенная и длительная прочность, а также величина и скорость деформации льда под нагрузкой существенно зависят от структурного рисунка, формы, размеров и ориентировки кристаллов.

С другой стороны, величина и направление действующего напряжения, история нагружения, время и скорость деформирования ледяного тела определенным образом отражаются в строении льда, в развитии тех или иных процессов перекристаллизации, в появлении характерных структурных черт, специфических нарушений, количественных и качественных изменениях структурных параметров.

Таким образом, изучение процесса деформирования льда под нагрузкой тесно связано с исследованием его структуры. Работами /3,5,6,7,8,II/ и др. показано, что в деформирующемся льду идут процессы перекристаллизации и полигонизации, поворот оптических осей кристаллов, относительное смещение кристаллов и их измельчение. Интенсивность этих процессов зависит как от величины приложенной нагрузки, так и от исходной структуры льда.

Известно также /I,2,9,10/, что при превышении некоторого напряжения во льду возникает микротрещины, причем образование их сопровождается акустическими колебаниями. Регистрация акустической эмиссии при деформировании и разрушении льда позволяет оценить физические свойства и состояние льда. В работе /I/

показано, что акустический шум, сопровождающий механическое разрушение льда в жидкости, может быть зарегистрирован инструментально, а его уровень и спектр отражают энергию и характер разрушения ледяных образцов. Из работ /2,4/ следует, что изучение кинетики развития микротрещин и связанной с ними акустической эмиссии при деформировании льда под нагрузкой дает возможность определять характеристики ползучести и длительной прочности льда по результатам регистрации акустической эмиссии.

В предлагаемой работе использован комплексный подход с параллельным экспериментальным исследованием механических, структурных и акустических свойств льда.^х

В условиях одноосного сжатия испытывалась серия идентичных образцов льда на ползучесть при постоянной нагрузке. Образцы подвергались деформированию в различной степени: опыты прерывались при величинах осевой деформации, составлявших 1, 2, 4, 6, 8 и 10% от начальной высоты образца.

Для экспериментов использовался естественный озерный лед, прозрачный, практически не содержащий воздушных включений, имевший столбчатую структуру с вертикальной ориентировкой длинных осей кристаллов.

Образцы для опытов в форме цилиндров высотой 100 и диаметром 50 мм вырезались так, что призматические (столбчатые) кристаллы льда располагались перпендикулярно к продольной оси цилиндров. Нагрузка прикладывалась вдоль оси цилиндра. Температура образцов поддерживалась равной $-4 \pm 0,3^{\circ}\text{C}$. Фиксация звуковых импульсов, возникающих в образце при образовании микротрещин производилась с помощью пьезоферицевого акустического датчика.

До начала испытаний на ползучесть была поставлена серия опытов для определения условно-мгновенной прочности исследуемого льда. Для времени разрушения 2-4 сек условно-мгновенная прочность льда σ_0 составила $25,5 \text{ кг/см}^2$.

Для испытаний на ползучесть была принята нагрузка, равная $0,5 \sigma_0$, т.е. $\sigma = 12,75 \text{ кг/см}^2$. Нагрузка прикладывалась к образцу с помощью рычажного пресса.

При достижении осевой деформацией выбранного для данного опыта значения, нагрузка снималась, а образец исследовался

х) Эксперименты проводились в лаборатории ледоведения МГУ.

кристаллооптическими методами.

С целью наиболее полной характеристики структуры образца по всему объему, из каждого образца вырезалось 5 шлифов (два - в осевой плоскости цилиндра перпендикулярно длинным осям кристаллов, и три - вдоль кристаллов - два у торцов образца и один - в середине). Все шлифы вначале фотографировались в поляриоиде, позволявшем фиксировать общий вид структуры шлифа в целом. Затем шлифы просматривались, описывались и фотографировались на микроскопе МПС-2 при разных увеличениях.

Изучение степени разрушенности льда и связи структурного метаморфизма с акустической эмиссией проводилось на основе анализа размеров и формы кристаллов льда на разных стадиях деформирования образцов.

По фотографиям шлифов определялись следующие количественные структурные показатели: число кристаллов в образце (n), средняя площадь одного кристалла (S_{cp}) в шлифе, средний объем одного кристалла (V_{cp}) в образце, средняя длина границ одного кристалла в шлифе (l_{cp}).

Детальное структурно-петрографическое описание серии образцов, претерпевших различную деформацию, (всего описано 48 шлифов) позволило установить, что при неизменной нагрузке с развитием деформации во времени структура льда существенно меняется. Анализ шлифов позволил нам выделить ряд структурных образований, генетически связанных с ползучестью льда. Намечаются две группы структурных признаков, отличающиеся морфологически и возникшие в результате действия различных механизмов структурных преобразований. К первой группе относятся:

- искривление граней зерен
- перемещение граней зерен
- двойникование
- формирование линий скольжения
- рекристаллизация
 - а) локальная
 - б) зональная

Входящие в первую группу структурные образования возникают, по нашему мнению, в результате протекания относительно медленных процессов перемещения материала, проходящих на молекулярном

уровне под влиянием незначительных локальных напряжений и носящих характер пластического течения.

Ко второй группе принадлежат процессы, носящие хрупкий характер, развивающиеся весьма быстро, за доли секунды. Сюда входят:

- полигонизация
- образование линейных трещин
- дробление
 - а) локальное
 - б) зональное
- образование каверн
- милонитизация

Перечисленные в обеих группах процессы расположены по мере возрастания деформации. Вместе с тем следует подчеркнуть, что речь не идет о последовательной смене одних процессов другими, (поскольку наблюдается одновременное проявление нескольких процессов, как пластических, так и хрупких), а лишь об относительной их значимости на разных стадиях деформирования.

Как установлено работами Л.Голда /9,10/ и подтверждается нашими наблюдениями, акустические эффекты связаны лишь со структурными образованиями, входящими во вторую группу. В то же время, несомненная аналогия развития во времени числа акустических импульсов и относительной деформации образцов позволяет считать, что, при принятом в наших опытах напряжении, основным фактором, определяющим скорость деформации образца, является образование хрупких нарушений. Это утверждение отнюдь не исключает действия пластических механизмов деформирования, а лишь отводит им второстепенную роль в условиях опыта. Очевидно, пластические механизмы действуют при любых нагрузках, причем их роль возрастает с уменьшением нагрузки, а при величине ее ниже некоторого предела, (ориентировочно, $5-6 \text{ кг/см}^2$), пластические структурные образования полностью определяют развитие деформации на всех стадиях.

Из проведенного анализа шлифов следует, что динамометаморфизм льда носит весьма сложный характер, представляет собой, по сути, несколько процессов, идущих одновременно, но играющих различную роль на разных стадиях деформирования. Повидимому,

наиболее полного соответствия на всех стадиях ползучести можно было бы ожидать от сопоставления числа акустических импульсов с числом хрупких нарушений (микро- и макротрещины, навети и т.п.), однако, классификация и количественный анализ последних представляет собой весьма сложную самостоятельную задачу, поэтому на нынешнем этапе мы опираемся на такие признаки хрупких процессов, как число, форма и длина границ кристаллов льда.

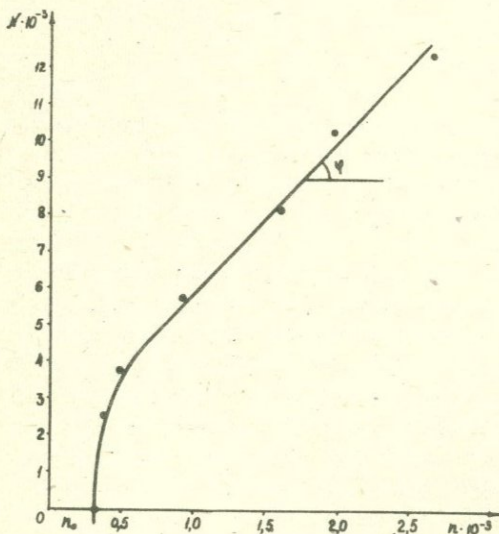


Рис. I

Кривая, приведенная на рис. I, характеризует накопление числа акустических импульсов N в связи с ростом числа кристаллов n в образце. Из графика видно, что зависимость $N = f(n)$, нелинейная на начальном участке, с ростом n переходит в прямопропорциональную. Тангенс угла наклона результирующей прямой к оси абсцисс соответствует некоторой наименьшей скорости накоп-

ления акустических импульсов, т.е. минимальному их числу, необходимому для образования одного нового кристалла. В наших опытах получено, что $\lg \varphi = 4,15$.

Полученная в результате структурно-петрографического анализа шлифов характеристика ℓ ср. - длина границ осредненного кристалла - позволяет, исходя из известного числа кристаллов в образце n , получить для всех стадий деформирования величину L - суммарную длину границ в образце. Величина L_0 , точнее $(L - L_0)$ - длина вновь образовавшихся границ, (L_0 - длина границ до деформации), - является прямым результатом действия хрупких механизмов деформирования, поскольку каждая трещина или каверна приводит к возникновению новых границ. С этой точки зрения интересно рассмотреть зависимость двух параметров, каждый из которых связан с хрупкими структурными преобразованиями во льду: числа акустических импульсов N и длины новых границ $(L - L_0)$.

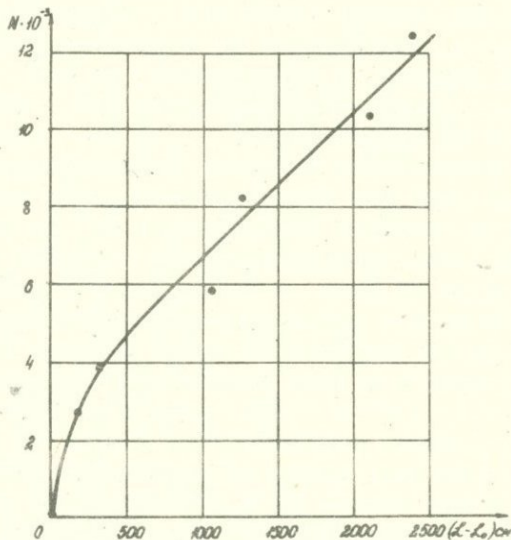


Рис. 2

Как следует из графика (рис. 2), характер зависимости $N = f(L - L_0)$ аналогичен зависимости $N = f(n)$ (рис. 1). Так же, как и в том случае, кривая, имеющая нелинейный начальный участок, трансформируется в прямую. Иными словами, число импульсов, возникающих при образовании единицы длины новой границы, уменьшаясь в начале, с развитием деформации стремится к некоторой постоянной величине, независимой от степени дальнейшей деформации.

Итак, возникающая во льду трещина порождает акустический импульс и образует новую границу. Опытами зафиксировано, что развитие трещин происходит стадийно, трещина растет с остановками, "заколами". Единичный звуковой импульс образуется при прохождении трещиной одной ступени развития, между двумя "заколами". Повидимому, этими "заколами", одновременно рождающими трещину и фиксирующими ее развитие, являются дефекты кристаллической решетки, имеющиеся во льду, так же, как и в любом реальном кристаллическом материале. В монокристалле дефектами являются точечные или линейные скопления дислокаций кристаллической решетки.

В нагруженном кристалле дефект является концентратором напряжения и, одновременно, слабым местом кристаллической решетки. Поэтому, прежде всего именно здесь напряжение превышает предел прочности и происходит нарушение сплошности - возникает трещина. Проходит трещина по наиболее слабому сечению - в направлении ближайшего соседнего дефекта, который и останавливает, (точнее - задерживает на какой-то момент), дальнейшее развитие трещины до нового накопления достаточного по величине напряжения. (Вероятно, кстати, что во льду дефекты приурочены к базисным плоскостям кристаллов, чем и объясняется отмеченное Л.Голдом /8,9/ и другими исследователями совпадение направления внутрикристаллических трещин с направлением базисных плоскостей).

В поликристаллических телах дефектами являются также грани зерен. Развивающаяся трещина генерирует новые акустические импульсы как при стадийном прохождении через дефекты внутри кристалла, так и при пересечении границ между кристаллами.

Из наших опытов следует, что на начальных стадиях деформирования развиваются преимущественно внутрикристаллические трещины. Количество межкристаллических трещин относительно не-

велико, как невелико и число самих границ между кристаллами. В этих условиях какое-то время идет "расходование", заполнение трещинами исходных дефектов, причем их количество на единицу длины уменьшается, и, соответственно, уменьшается количество импульсов, возникающих при образовании единицы новой длины. Этим и объясняется затухающий характер кривой $N = f(L - L_0)$ рис. 2 на начальном участке.

Вместе с тем, развитие внутрикристаллических трещин приводит к дроблению кристаллов, т.е. к возрастанию числа дефектов - граней. Соответственно возрастает роль межкристаллических трещин, пересекающих грани кристаллов, что приводит к увеличению числа импульсов. Вероятно, в нагруженном образце идет также процесс образования новых дислокаций кристаллической решетки. Таким образом, число дефектов, приходящихся на единицу длины новой границы, возрастает, а с ним возрастает и число импульсов, возникающих при образовании этой единицы.

Наступает, наконец, такой момент, когда два противоположных процесса уравниваются друг друга, и в образце устанавливается динамическое равновесие: количество дефектов, захватываемых трещинами, компенсируется вновь возникающими дефектами так, что число их, приходящихся на единицу новой длины, остается примерно постоянным. Об этом свидетельствует постоянный угол наклона графика $N = f(L - L_0)$.

Амплитуда единичного акустического импульса пропорциональна длине вновь образованной границы, т.е. расстоянию, пройденному трещиной от одного дефекта до другого. Предварительный анализ амплитуд записанных нами акустических импульсов показывает, что с развитием деформации средняя величина амплитуды импульса становится примерно постоянной, т.е. среднее расстояние между "заколами" трещин начиная с некоторого момента есть константа.

Примем, что скорость пробегания единичной трещиной расстояния между "заколами" есть величина постоянная для заданных значений напряжения и температуры. Из этого, с учетом сказанного выше, следует, что и среднее время образования единичной трещины с развитием деформации становится постоянным. Поскольку число импульсов (трещин), требующихся для образования единицы длины новой границы, уменьшаясь, стремится к константе, то и скорость

образования новых границ в пределе должна быть постоянной, возрастая на неравновесном участке. Это положение подтверждается графиком рис. 3, на котором представлена кривая развития длины вновь образовавшихся границ во времени $(L - L_0) = f(t)$.

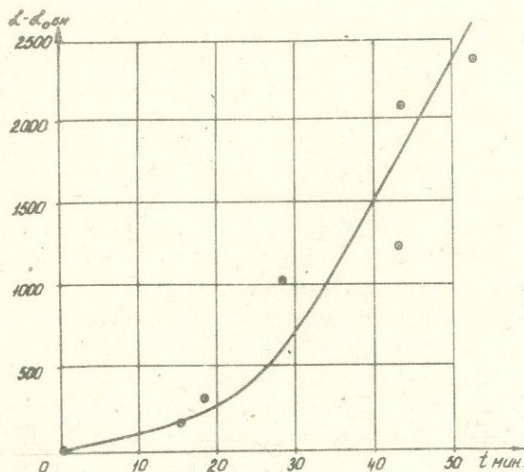


Рис. 3

ВЫВОДЫ

1. На основе структурно-петрографического анализа выделены и классифицированы механизмы изменения структуры льда в процессе деформирования. Выявлено, что в ходе кратковременной ползучести основным механизмом, определяющим развитие деформации является процесс образования хрупких нарушений (микро- и макротрещин, каверн и т.п.).

2. Установлены количественные зависимости:

- степени дробления кристаллов в процессе кратковременной ползучести $n = f(t)$,

- суммарной длины вновь образующихся границ в условиях ползучести $(d - d_0) = f(t)$,
- числа акустических импульсов, возникающих в ходе ползучести $N = f(t, \epsilon)$.

3. Выявлена зависимость числа регистрируемых акустических импульсов от степени дробления кристаллов льда. На графике зависимости выделяются два участка. Первый участок характеризуется уменьшающимся числом акустических импульсов, приходящихся на каждый вновь образующийся кристалл. Для второго периода деформирования характерно постоянство этого параметра.

Такая же связь отмечается и при рассмотрении зависимости числа звуковых импульсов, приходящихся на единицу длины вновь образованной границы.

4. Скорость образования единицы новой границы и скорость накопления числа новых кристаллов (скорость изменения объема среднего кристалла) стремятся к постоянной величине при времени, приближаемся к времени разрушения образца.

5. Анализ полученных экспериментальных данных позволил авторам высказать гипотезу, объясняющую механизм деформирования и разрушения льда на микроструктурном уровне и обосновывающую двухстадийное развитие процесса микротрещинообразования при кратковременной ползучести.

ЛИТЕРАТУРА

1. Богородский В.В., Гавриле В.П., Григорьев В.С., Гусев А.В. Звукообразование при разрушении образцов льда в жидкости. Доклад на У1 Всесоюзной акустической конференции. М. 1968.
2. Гавриле В.П., Гусев А.В., Зарецкий Ю.К., Фин А.М. Вектор скорости кратковременной ползучести льда и кинетика микротрещинообразования. Сб. Физические методы исследования снега и льда. Труды ААНИИ, № 334, Л., 1974.
3. Годд Л.У. Механизмы деформации льда. Сб. Лед и снег "Мир", 1966.
4. Зарецкий Ю.К. Длительная прочность грунтов. Труды I Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. ЕрГУ, Ереван, 1973.

5. Шумский П.А. Механизм деформирования и перекристаллизации льда. Исследов. по физ. и мех. мерзл. грунтов, сб.4, М., 1961.
6. Шульман А.К. Текучесть поликристаллического льда. Тр. Гос. гидромет. инст., вып. 7/61, 1948.
7. Glen J.W., Perutz M.F. The growth and deformation of the crystals. Journal of Glaciology, v.2, N 16, 1954
8. Glen J.W. The mechanical properties of ice. Advances in Physics, v.7, N 26, 1958.
9. Gold L.W. The cracking activity in ice during creep. Canadian Journal of Physics, v.38, N 9, 1960.
10. Gold L.W. Dependence of crack formation on crystallographic orientation for ice. Canadian Journal of Physics, v.44, Nov. 1966.
11. Steinemann S. Results of preliminary experiments on the plasticity of ice crystals. Journal of Glaciology, v.2, N 16, 1954

К ВОПРОСУ ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ ПАРАМЕТРОВ ПОЛЗУЧЕСТИ
СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

КАРПОВ В.М.
(Леназрпроект)

Исследованиями последнего десятилетия [1,2,5,6] показано, что наиболее полное и общее выражение явления ползучести вязких грунтов получает в интегральных зависимостях теории линейной и нелинейной наследственной ползучести упруго-ползучего тела, базирующихся на интегральных соотношениях Больцмана-Вольтерра в интерпретации Г.Н.Маслова-Н.Х.Арутюняна. Основным уравнением нелинейной теории ползучести, которое учитывает как линейную, так и нелинейную деформации ползучести, старение и наследственность является выражение вида [5]:

$$\epsilon_x(t) = \frac{\sigma_x(t)}{E(t)} - \int_0^t \sigma_x(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] d\tau - \int_0^t F[\sigma_x(\tau)] \frac{\partial c(\tau, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (1)$$

Для описания функций, входящих в выражение (1), в настоящее время предложен ряд полученных экспериментальные зависимостей различного вида [2,5,6].

Для относительной деформации ползучести скелета грунта в случае одномерного уплотнения С.Р.Месчан [5] принимает следующее выражение

$$\epsilon_{полз}(t) = C(t, \sigma) F[\sigma(\tau)] \quad (2)$$

где $C(t, \sigma)$ - мера ползучести $F[\sigma]$ - функция напряжения.

Мера ползучести принята С.Р.Месчаном в виде

$$C(t, \sigma) = \Psi(\sigma) f(t - \tau) = \left(C_0 + \frac{A_0}{B_0 + \tau^n} \right) [1 - e^{-\gamma(t - \tau)}] \quad (3)$$

где $\Psi(\sigma)$ - функция, учитывающая старение материала $C_0; A_0; B_0; n; \gamma$ - параметры, определяемые в опыте.

При отсутствии старения $\Psi(\sigma) = C_0 = const$, деформация ползучести является только функцией времени $(t - \tau)$.
Функция напряжения $F[\sigma]$ получена в виде

$$F[\sigma] = a\sigma + b\sigma^m \quad (4)$$

где σ - действующее напряжение d, β, m - параметры, определяемые из опыта.

При изменении напряжений во времени выражение (2) при линейной ползучести запишется в следующем виде

$$e_{полз}(t) = - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial \epsilon(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (5)$$

при нелинейной ползучести

$$e_{полз}(t) = - \int_{t_1}^t F[\sigma(\tau)] \frac{\partial \epsilon(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (6)$$

Вид функции и параметры, входящие в выражение (5) и (6) при отсутствии старения, определяются из одного семейства кривых ползучести, найденного испытанием образцов-близнецов при различных постоянных нагрузках, а при наличии старения τ из нескольких семейств кривых ползучести, установленных в различных возрастах материала.

Ниже выполнен расчёт осадки здания 3-х этажного склада в Рижском морском порту с учётом реологических свойств грунтов, залегающих в его основании [3].

Склад представляет собой 3-х этажное здание длиной 120 м и шириной 48 м. Схема склада и инженерно-геологический разрез в его основании приведены на рис. I. Склад построен в 1964 г. и с января 1965 г. находится в постоянной эксплуатации.

Из инженерно-геологического разреза в основании склада видно, что изменение осадки во времени определяется главным образом сжимаемостью второго слоя илов, так как осадки за счёт уплотнения выше и нижележащих слоев песков произошли еще во время строительства. Толща слоя сжимаемых илов составляет 7,0 м, поэтому при размерах склада в плане 120x48 и можно принять, что грунт под центром склада находится в условиях одномерной задачи.

Были проведены испытания монолитов, отобранных в основании склада из второго слоя ила, на ползучесть в условиях одноосного сжатия в одометрах с диаметром кольца 70 мм и высотой 20 мм. При этом использовалась методика С.Р. Месчаня [5], при которой один образец испытывался постоянной нагрузкой для определения меры ползучести, а второй - при на-

растании нагрузки ступени через разные промежутки времени для определения функции напряжений $F[\sigma]$. Результаты измерения приведены на рис.2.

Из рис.2 видно, что в пределах изменения нагрузки на слой или от $1,5 \cdot 10^5$ Па (природное давление на уровне острья сваи) до $2,0 \cdot 10^5$ Па (дополнительная нагрузка от склада) функцию напряжений $F[\sigma]$ можно принять линейной, т.е. $F[\sigma] = \sigma$.

Принимая мгновенную деформацию равной нулю, а меру ползучести в виде $C(\tau) = C_0 [1 - e^{-\gamma(\tau - \tau_0)}]$ (7) получаем выражение относительной деформации ползучести

$$\epsilon_{полз} = C(\tau) \cdot F[\sigma] = \sigma \cdot C_0 [1 - e^{-\gamma(\tau - \tau_0)}] \quad (8)$$

Построив эпюру сжимающей нагрузки в основании склада, нетрудно убедиться, что в пределах слоя или сжимающая нагрузка практически не изменяется по всей глубине слоя. Поэтому, полная деформация ползучести слоя или толщиной h будет равна

$$S_t = \epsilon_{полз} \cdot h = \sigma \cdot C_0 [1 - e^{-\gamma t}] \cdot h \quad (9)$$

Параметры ползучести C_0 и γ из лабораторного опыта при единой нагрузке $\sigma = 0,5 \cdot 10^5$ Па, результаты которого приведены на рис.2 оказались равными:

$$C_0 = 0,038 \cdot 10^{-5} \frac{\text{I}}{\text{Па}} \quad \gamma = 0,44 \frac{\text{I}}{\text{сут.}}$$

Подставляя эти значения C_0 и γ в уравнение (9), получаем:

$$S_t = 0,5 \cdot 0,038 \cdot 7,0 [1 - e^{-0,44 t}] \quad (10)$$

На рис.3 приведена кривая осадки 2, построенная по уравнению 10 и натурная кривая 1.

Из рис.3 видно, что абсолютная величина осадки склада значительно превышает вычисленную теоретически, а скорость ее стабилизации существенно отличается от теоретической.

Используем уравнение (9) для вычисления параметров ползучести грунта по результатам натуральных наблюдений. Для этого принимаем, что осадка происходит по закону (9), но наблюдения начаты не в момент загрузки, а в какой-то промежуточной точке $t_1 = \text{II мес.} = 330 \text{ сут.}$

Выберем на кривой натуральных осадок I три характерные точки и выпишем величины приращений осадки за время между ними

t мес.	t сут.	ΔS м
II	330	0,000
37	1110	0,102
66	1980	0,143

Из уравнения (9) можем записать:

$$\Delta S_2 - \Delta S_1 = \sigma \cdot h \cdot C_0 (e^{-\gamma_{\text{нат}} t_2} - e^{-\gamma_{\text{нат}} t_1})$$

Тогда $\Delta S_2 - \Delta S_1 = 0,102 - 0,000 = 0,102$ м

$$\Delta S_3 - \Delta S_2 = 0,143 - 0,102 = 0,041$$
 м

Подставляя значения $\Delta S_i - \Delta S_{i-1}$ в уравнение (II), имеем систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} 0,102 &= \sigma \cdot h \cdot C_0^{\text{нат}} (e^{-\gamma_{\text{нат}} \cdot 330} - e^{-\gamma_{\text{нат}} \cdot 1110}) \\ 0,041 &= \sigma \cdot h \cdot C_0^{\text{нат}} (e^{-\gamma_{\text{нат}} \cdot 1110} - e^{-\gamma_{\text{нат}} \cdot 1980}) \end{aligned} \right\} \text{(I2)}$$

решая которую при $\sigma = 0,5 \cdot 10^5$ Па и $h = 700$ см, находим:

$$C_0^{\text{нат}} = 0,072 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{Па}}, \quad \gamma_{\text{нат}} = 0,0013 \frac{1}{\text{сут.}}$$

Построенная по параметрам $C_0^{\text{нат}}$ и $\gamma_{\text{нат}}$ кривая осадки 3 приведена на рис.3. Перенеся точку начала наблюдений за осадками на кривую 3, имеем хорошее совпадение натурной II и теоретической 3 кривых.

Подставляя в уравнение кривой значение времени $t_1 = 1110$ мес, получаем упущенную осадку, т.е. осадку от момента загрузки до начала проведения наблюдений $\Delta S_1 = 10,4$ см, а при $t \rightarrow \infty$ конечную осадку $S_{\infty} = 30,0$ см.

Таким образом, изменение осадки центра склада во времени хорошо описывается уравнением (9), но с параметрами ползучести грунта, вычисленными на основании результатов натуральных наблюдений за како-то ограниченный отрезок времени. Параметры ползучести грунта, полученные в лабораторных условиях, искажают картину изменения деформаций во времени.

Известно [4], что время уплотнения грунта t в одо-метре до некоторого состояния плотности связано со временем уплотнения грунта в натуральных условиях до этого же состояния плотности зависимостью:

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^n \dots \dots \dots \text{(I3)}$$

где: H и h - соответственно, высота уплотнённого слоя в натуре и в одомере n - показатель консоли-

дании, характеризующий различные условия уплотнения грунта. При $n = 0$ имеет место полное отсутствие влияния фильтрации на процесс уплотнения. При $n = 2$ выражение (13) находится в полном соответствии с фильтрационной теорией консолидации. При $0 \leq n \leq 2$ в процессе уплотнения оказываются оба фактора и ползучесть и фильтрационный процесс.

Воспользуемся уравнением (13) для установления зависимости между величинами $\delta_{\text{плз}}$ и $\delta_{\text{нат}}$. Считая, что параметр C_0 является физической константой, независимой от условий проведения опыта (по физическому смыслу C_0 есть величина, обратная длительному модулю общей деформации), запишем уравнение (7) в виде:

$$C(t, \varepsilon) = C_0 [1 - e^{-\delta_{\text{нат}} \cdot T}] = C_0 [1 - e^{-\delta_{\text{плз}} \cdot t}] \quad (14)$$

Подставляя вместо T его значение из (13), получим

$$1 - e^{-\delta_{\text{нат}} \cdot t \left(\frac{h}{H}\right)^n} = 1 - e^{-\delta_{\text{плз}} \cdot t}$$

откуда $\delta_{\text{нат}} = \delta_{\text{плз}} \left(\frac{h}{H}\right)^n \quad (15)$

Н.Н. Маслов [4] указывает, что для глинистых грунтов ненарушенной структуры наиболее характерна величина $n = 1,5$. Вычислим эту величину для илов в основании склада.

Логарифмуя равенство (15), имеем:

$$n \lg \left(\frac{h}{H}\right) + \lg \delta_{\text{плз}} = \lg \delta_{\text{нат}}$$

откуда

$$n = \frac{\lg \delta_{\text{нат}} - \lg \delta_{\text{плз}}}{\lg \left(\frac{h}{H}\right)} \quad (16)$$

Подставляя в (16) значения $\delta_{\text{нат}} = 0,0013$ и $\delta_{\text{плз}} = 0,44$, $n = 2$ см, $H = 700$ см, получаем:

$$n = \frac{\lg 0,0013 - \lg 0,44}{\lg \left(\frac{2}{700}\right)} = 0,99$$

Таким образом, для исследуемых илов показатель n меньше, чем для обычных глинистых грунтов, т.к. их реологические свойства проявляются в еще большей степени.

Выполнение исследования показали, что параметры ползучести илов, определённые в лабораторных условиях, в значительной степени отличаются от параметров, полученных из результатов натуральных наблюдений. Это объясняется тем, что процесс уплотнения грунта в одномetre качественно отличается от этого процесса в натуральных условиях.

В условиях проведения опыта в одомере, скорость приложения нагрузки и градиенты порового давления в грунте на несколько порядков выше, чем при уплотнении грунта в натуральных условиях.

Поэтому разрушение структурных связей между частицами грунта имеет хрупкий характер, процесс уплотнения происходит быстро, вследствие чего параметр $f_{нат}$ на два порядка меньше $f_{лаб}$. Превышение величины $C_{0\text{ нат}}$ над $C_{0\text{ лаб}}$ объясняется тем, что в условиях лабораторного опыта структурные связи в силу указанных выше причин разрушаются уже при первых ступенях нагрузки, грунт при этом в значительной степени уплотняется и при загрузении последующими ступенями испытывает меньшую сжимаемость. Учитывая это, некоторые проектные организации прибалтийских республик рекомендуют определять коэффициент сжимаемости таких илов без учёта природного давления. Но этот вопрос является предметом специального изучения и нами в настоящей работе не рассматривается.

Таким образом, на основании изложенного, можно сказать, что выражение (9) достаточно хорошо отражает физическую сущность явления уплотнения грунта в условиях одомерной задачи. Однако, характеристики ползучести грунта следует определять из результатов наблюдений за осадками натуральных сооружений в сходных условиях. При накоплении достаточного числа материалов таких наблюдений представится возможным составить таблицы или графики поправочных коэффициентов к параметрам ползучести, полученным в лабораторных условиях.

Л и т е р а т у р а

1. Вялов С.С. Пластичность и ползучесть вязкой среды. Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Госстройиздат 1965.
2. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. Изд.Наука. М.1967 г.
3. Златоверховников Л.Ф., Карпов В.М., Келларев В.П. Осадка фундаментов многоэтажного склада на сильносжимаемых грунтах. Труды Совзорминпроекта № 27.1969.
4. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. Изд.Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог. М.1961.
5. Месчян С.Р. Ползучесть глинистых грунтов. Изд.АН Арм.ССР. Ереван. 1967.
6. Труды координационных совещаний по гидротехнике. ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева, вып.38. Ленинград, 1968.

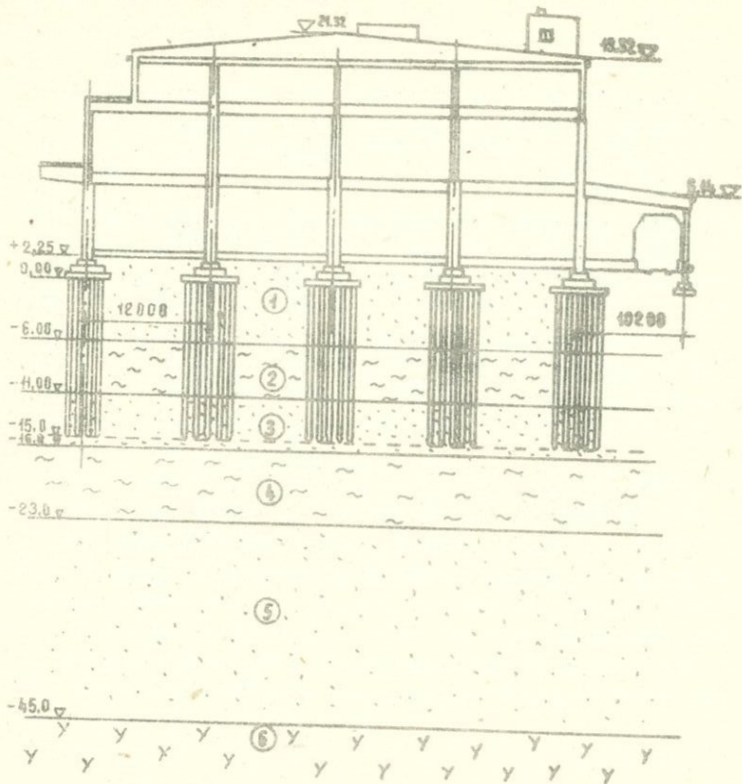


Рис. I. Схема склада и инженерно-геологический разрез
в его основании
1-пески мелкие с прослойками ила; 2-суглинистые илы;
3-пески средней крупности, плотные; 4-суглинистые и гли-
нистые илы; 5-пески крупные и гравелистые; 6-песчанки

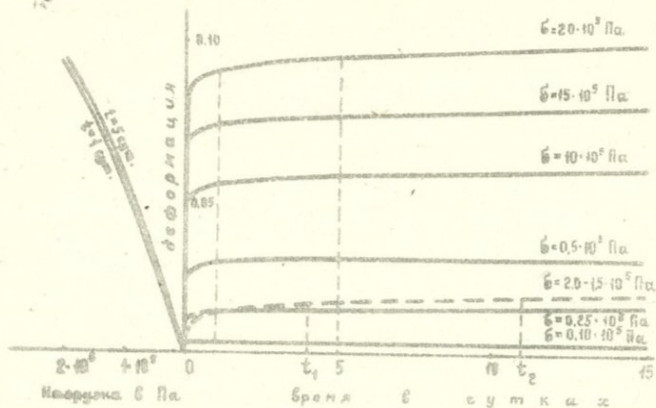


Рис. 2. Кривые зависимости деформаций ползучести от нагрузки и времени

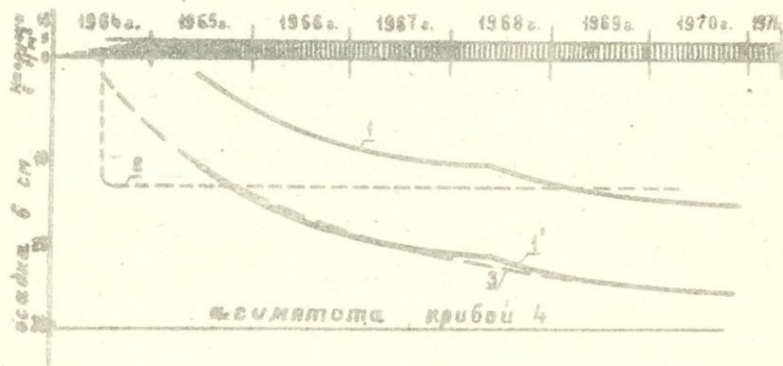


Рис. 3. Графики осадки центра склада во времени

ОТРАЖЕНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ В ЧИСЛЕННОМ РАСЧЕТЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ.

А.Л.КРЫЖАНОВСКИЙ, О.В.КУЛИКОВ, Н.А.ЦЫТОВИЧ

(МИСИ)

В основании рассмотрен супесчаный грунт в многолетнемерзлом состоянии. На основании исследований мерзлого грунта поставленных на кафедре МГРомф [8], на аппаратуре с независимо регулируемыми напряжениями, показано, что его прочность, деформация объема и формы определяются перекрестным влиянием среднего напряжения, интенсивности напряжений и вида пространственного напряженного состояния. Масштаб влияния вида пространственного напряженного состояния оказывается существенным и соизмеримым с этим влиянием применительно к грунтам соответствующей разновидности в талом состоянии. Этим расширены представления о деформируемости и прочности мерзлых грунтов, определившиеся фундаментальными работами ряда советских ученых [например, 1,2,9]. Отражение влияния вида пространственного напряженного состояния на механические свойства мерзлого грунта потребовало частичного изменения в форме математического описания указанных закономерностей.

В работе использовано следующее описание предельного равновесия, деформации формы и объема, которое при частных значениях параметров соответствует аппроксимациям, использованным в расчетах задач о напряженно-деформированном состоянии сооружений из грунтовых материалов и оснований в талом состоянии [3,4].

а) Предельное равновесие

$$A = \beta_1 + I_{\sigma}^{\beta_2} (\beta_3 + \beta_4 \mu_{\sigma} + \beta_5 \mu_{\sigma}^2), \quad (I)$$

где A - значение величины $I_{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$

в состоянии предельного равновесия, $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ - главные напряжения, $I_{\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, $\mu_{\sigma} = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ - параметр

вида пространственного напряженного состояния, $\beta_1 \div \beta_5$ экспериментально определяемые параметры, зависящие от времени и T^* , характеризующего время 50% стабилизации деформаций следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \alpha_1 + \alpha_2 e^{-T/T^*} \\ \beta_2 &= \alpha_3 + \alpha_4 e^{-T/T^*} \\ \beta_3 &= \alpha_5 - \alpha_6 e^{-T/T^*} \\ \beta_4 &= (\alpha_7 + \alpha_8 e^{-T/T^*}) / (\alpha_9 + I_6) \\ \beta_5 &= (\alpha_{10} + \alpha_{11} e^{-T/T^*}) / (\alpha_{12} + I_6) \end{aligned} \right\} (2)$$

Зависимость (I) отражает следующие экспериментальные данные: уменьшение прочности во времени, нелинейную зависимость прочности от суммы главных напряжений, влияние μ_6 переменного как во времени, так и при изменении значения I_6 .

б) Деформация формы

$$\bar{I}_e = \beta_6 \bar{I}_6 + \frac{\beta_7 \bar{I}_3}{A - \bar{I}_6} \quad (3)$$

где $\bar{I}_e = \sqrt{\frac{2}{3} [(e_1 - e_2)^2 + (e_2 - e_3)^2 + (e_3 - e_1)^2]}$, $e_1 \geq e_2 \geq e_3$ -

главные относительные деформации,

$$\begin{aligned} \beta_6 &= \alpha_{13} A^{\alpha_{14}} - \alpha_{15} e^{-T/T^*} \\ \beta_7 &= \alpha_{16} A^{\alpha_{17}} - \alpha_{18} e^{-T/T^*} \end{aligned}$$

в) Деформация объема

в-I. Деформация объема при действии только гидростатического давления

$$I_e^r = (\alpha_{19} - \alpha_{20} e^{-T/T^*}) \cdot I_6^{\alpha_{21}}, \quad (4)$$

где $I_e = e_1 + e_2 + e_3$

в-2. Описание контракция

$$I_e^D = B^* \frac{\Omega}{\Omega'} \quad , \quad \text{где } \Omega = \frac{\Pi \delta}{A} \quad , \quad (5)$$

Ω' - значение Ω , соответствующее изменению знака процесса развития деформация объема при действии деватора напряжений, B^* - максимальное значение деформация объемного уплотнения при действии деватора напряжений.

в-3. Описание дилатации

$$I_e^D = B^* - (B^* - C^*) \frac{\Omega - \Omega'}{1 - \Omega} \quad (6)$$

где C^* - минимальное значение деформации объемного уплотнения при действии деватора напряжений.

Величины B^* и C^* связаны со временем следующим образом:

$$B^* = B (1 - \alpha_{22} e^{-T/T^*}) \quad (7)$$

$$C^* = C (1 - \alpha_{23} e^{-T/T^*}) \quad (8)$$

Причем, B , C , Ω' зависят от суммы главных напряжений и определяются функциями существенно различного вида для каждой из разновидностей грунтов. Поэтому целесообразно задать эти функции в табличном виде.

Отметим, что зависимости (3) - (8) отражают следующие экспериментальные данные по деформируемости грунта при пространственном напряженном состоянии; нелинейную зависимость деформации объема и формы от интенсивности напряжений, среднего напряжения, вида пространственного напряженного состояния, времени, неподobie этих закономерностей на различные заданные моменты времени, зависимость предельной деформации формы от времени действия напряжений, немонотонную зависимость прочности грунта от скорости деформирования, подробно исследованную в работах проф. Ломизе Г.М. и аспирантов кафедры МГРиФ МИСИ [5,6,7]. На рис. I проиллюстрировано как рассмотренная модель грунта описывает участки затухающей ползучести, ползучести с постоянной скоростью и прогрессирующего разрушения.

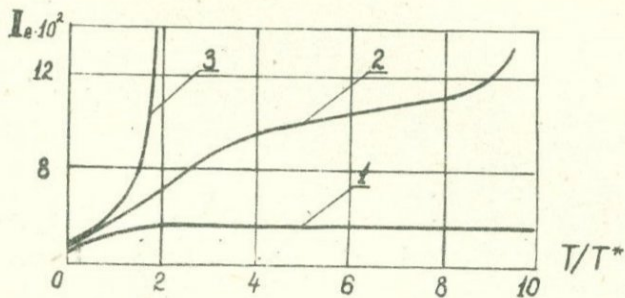


Рис. 1. Кривые ползучести при $I_e = 1,5 \text{ МПа}$ и различных значениях II_e 1— $II_e = 0,3$; 2— $II_e = 0,41$; 3— $II_e = 0,44 \text{ МПа}$.

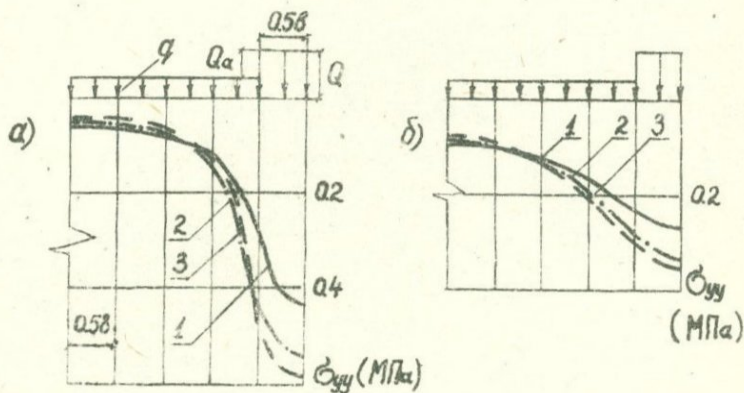


Рис. 2. Эпюры σ_{yy} по горизонтальным сечениям а) $y = 0,5 b$, б) $y = 1,375 b$ на моменты времени 1— $T = 0$, 2— $T = T^*$, 3— $T \rightarrow \infty$

Не рассматривая вопросов статистического осреднения, отметим, что минимальное число опытов для определения расчетных констант $d_1 - d_{23}$ должно быть (при заданной и постоянной температуре мерзлого грунта) равным II, для решения аналогичной задачи на традиционной аппаратуре это число равняется 9. Но в рассматриваемом варианте описания механических свойств мерзлого грунта значительно полнее отражены особенности деформируемости и прочности при пространственном напряженном состоянии.

Закономерности (I) - (8) использованы в программе расчета напряженно-деформированного состояния основания гибкого штампа, алгоритм которой изложен в статье [3]. В программу внесены незначительные изменения, связанные с процедурой корректировки деформационных свойств, т.к. частично изменено описание закономерностей деформации формы.

Основные сведения по механическим свойствам рассмотренного в основании супесчаного грунта при температуре $\Theta = -20^\circ\text{C}$: β_1 (аналог сцепления) изменяется от 0,04 до 0,25 МПа, соответственно при квазиравновесном и условно-мгновенном испытании, предельная деформация формы ($\Omega = 0,995$) при этих же условиях и при $I_2 = I, 5$ МПа, $M_2 = -I$ изменяется от $5,54 \cdot 10^{-2}$ до $2,8 \cdot 10^{-2}$, значение A при этом изменяется от 0,54 до 0,75 МПа и при $M_2 = +I$ - от 0,385 до 0,545 МПа, T^* равно 32 суткам, деформация объема при гидростатическом обжатии в квазиравновесном состоянии в 2-5 раз меньше значений при условно-мгновенном испытании в зависимости от значения I_2 .

Расчет выполнен при ширине полосовой нагрузки $b = 41,6$ см, значении пригрузки $q = 0,05$ МПа при условно-мгновенном состоянии ($T = 0$), при $T = T^*$ и условно-стабилизированном состоянии ($T \rightarrow \infty$). Активная нагрузка Q_a принята постоянной и равной 0,6 МПа.

Напряженное состояние основания в процессе ползучести материала изменяется значительно. Наибольшее изменение (до 100% и более) характерно для компонент напряжений σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} ; наименьшее - для компоненты σ_{yy} . Изменение σ_{yy} по двум горизонтальным сечениям показано на рис.2. Наибольшее различие в значениях σ_{yy} зафиксировано по центральной оси и достигает 50%.

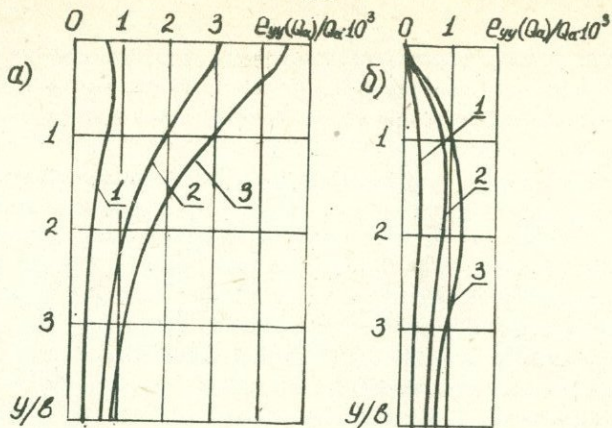


Рис.3. Эпюры E_{yy} по вертикальным сечениям а) $x=0$ - ось симметрии, б) $x=3/4 l$ на моменты времени 1 - $T=0$, 2 - $T=T^*$, 3 - $T \rightarrow \infty$

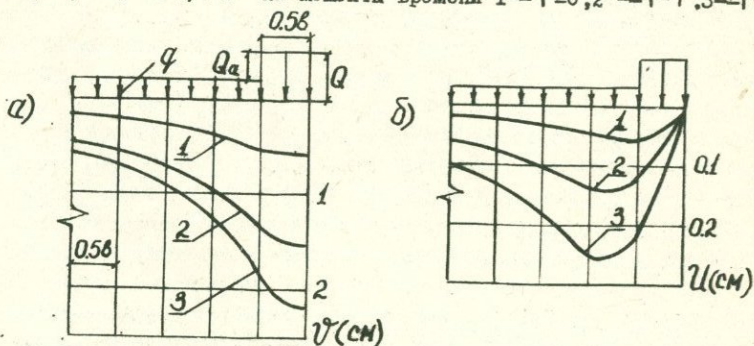


Рис.4. Эпюры а) вертикальных V и б) горизонтальных U перемещений в сечении $y=0,5 l$ на моменты времени 1 - $T=0$, 2 - $T=T^*$, 3 - $T \rightarrow \infty$

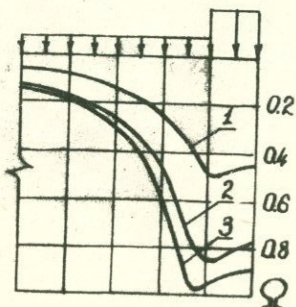


Рис.5. Эпюры Ω в сечении $y=0,5 l$ на моменты времени 1 - $T=0$, 2 - $T=T^*$, 3 - $T \rightarrow \infty$

Относительно большое влияние ползучести на распределение напряжений связано с изменением неоднородности основания по деформационным свойствам применительно к каждому из расчетных значений времени.

Влияние ползучести на деформированное состояние основания и перемещения также значительно. На рис.3 дано изменение значений ϵ_{yy} (только от Q_α) по глубине основания для различных вертикальных сечений. Различие в значениях ϵ_{yy} на различные моменты времени достигает 2-3 и более кратной величины и проявляется в основном в верхней (активной) зоне основания. Это приводит к практически столь же существенному изменению вертикальных и горизонтальных перемещений во времени (рис.4а и 4б). Причем, при развитии ползучести "распределительная" способность основания по вертикальным перемещениям уменьшается (большая концентрация ν по центральной оси при увеличении T) и увеличивается при рассмотрении горизонтальных перемещений (смещение максимума u в сторону от центральной оси).

Степень приближения грунта к предельному равновесию существенно различна при расчетных моментах времени в пределах центральной наиболее напряженной области основания (рис.5). Оценка произведена по значениям параметра Ω , который по смыслу соответствует известному в механике грунтов отношению синуса угла отклонения к синусу угла внутреннего трения $[10]$.

Таким образом, применительно к характерному параметру мерзлого грунта в основании в условиях плоской деформации, в работе показано значение отражения ползучести в расчетах по второму предельному состоянию. Показано, что численный расчет является высокоэффективным методом для отражения большого числа особенностей деформационного поведения мерзлых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния с учетом явления ползучести.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вялов С.С. и др. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты льдогрунтовых ограждений. Изд-во АН СССР, М., 1962.
2. Зарецкий Ю.К., Городецкий С.Э. Дилатансия мерзлого грунта и построение деформационной теории ползучести. "Гидротехническое строительство", 1975, № 2.
3. Крыжановский А.Л., Чевикин А.С., Куляков О.В. Эффективность расчета оснований с учетом нелинейных деформационных свойств грунтов. "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1975, № 5.
4. Крыжановский А.Л., Зазяниц В.А., Гулько Е.Ф. К вопросу о рациональной модели грунта в расчетах сооружений из грунтовых материалов в плоской и пространственной постановке. "Гидротехническое строительство", 1975, № 12.
5. Ломизе Г.М., Иващенко И.Н., Исаханов Б.А. О ползучести глинистого грунта при сложном напряженном состоянии. Сб. "Вопросы механики грунтов и строительство на лессовых основаниях", Чечено-Ингушское книжное изд-во, Грозный, 1970.
6. Ломизе Г.М., Музафаров А.А. II раздел доклада "Деформируемость и прочность грунтов" на VIII Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1973.
7. Ломизе Г.М., Суханов Б.И. О предельном напряженном состоянии и разрушении глинистых грунтов. "Гидротехническое строительство", 1973, № 8.
8. Моначевский А.Е. Об определении механических свойств мало-влажного крупноскелетного материала в насыпи при отрицательной температуре в условиях пространственного напряженного состояния. Реф. сб. ЦНТИ ВНИИСТА "Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений", М., 1975, № 7.
9. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. "Высшая школа", М., 1973.
10. Цытович Н.А. Механика грунтов. Госстройиздат. М., 1963.

ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА
ГЛИНИСТЫХ ПОРОД

Л.И.КУЛЬЧИЦКИЙ, Г.К.БОНДАРИК
(ВСЕГИНГЕО)

Процесс ползучести глин эмпирически изучен достаточно полно. Однако физическая сущность этого процесса исследована далеко недостаточно для перехода в реологии глин от механических моделей к моделям физическим, т.е. для перехода от феноменологического направления исследования в реологии глин к физическому. Отчасти этим обстоятельством можно объяснить и недостаточную изученность в этом направлении роли таких факторов, как минералогический состав глин, состав обменных катионов, концентрация порового раствора, структура и текстура глин и т.д.

Настоящую работу можно рассматривать как первые шаги перехода к исследованию реологических свойств глин на микроуровне. В настоящее время такие работы уже проводятся и другими исследователями, изучающими, например, на микроуровне закономерности изменения структуры и текстуры глинистых пород в процессе их пластических деформаций [2, 3]. В меньшей степени, однако, исследован вопрос о физико-химической природе длительной прочности глинистых пород. Предпосылки таких исследований заложены в трудах исследователей, занимающихся вопросами физико-химической механики дисперсных систем (П.А.Резиндер, Е.Д.Щукин, И.М.Горькова, Б.Ф.Рельтов и др.), а также в трудах исследователей, занимающихся изучением вопросов поверхностных явлений, происходящих на границе раздела твердой и жидкой фаз в дисперсных и пористых телах (Б.В.Дерягин, С.В.Нерпин, Н.Ф.Бондаренко и др.), и устойчивости так называемых периодических коллоидных структур (И.Ф.Ефремов, О.Г.Усъяров и др.).

Настоящая работа посвящена исследованию следующих вопросов: 1) обоснованию возможности использования для глинистых систем двучленного закона внешнего трения Дерягина для вычисления сдвиговой прочности пластичных глин; 2) определению физической сущности понятия "предел длительной прочности"

глин; 3) оценке вклада различных факторов в формирование длительной прочности глин коагуляционной структуры.

Исследования проводились преимущественно на мономинеральных глинистых пастах (монтмориллонит, каолинит) в зависимости от состава обменных катионов (натрий, кальций), концентрации порового раствора (вода, растворы хлористого натрия), влажности, толщины водных прослоек, температуры. Кроме того, использовались некоторые полиминеральные естественные глины коагуляционной структуры. В качестве модельных глин использовались: монтмориллонитовая глина "Аскангель" (Цихис-Убанское месторождение Груз.ССР) и каолин просяновский (УССР, ст.Просаяная), т.е. наиболее широко используемые сейчас глины для тонких исследований процессов. Большинство сдвиговых испытаний проводилось с помощью прибора многоплоскостного среза. Многоплоскостной срезыватель конструкции З.Г.Тер-Мартirosяна [II] был смонтирован на приборе ГП-30 Маслова-Дурье в модернизации Гидропроекта.

Глинистые пасты готовились в мономонной форме (натрий, кальций) путем обработки глин в виде суспензий растворами

NaCl и CaCl_2 и последующей обмывки электролита декантацией и диализом. Кроме того, готовились пасты Na -глин на растворах NaCl различной концентрации (от 3 до 60 г/л). Глинистые суспензии и коагуляты уплотнялись сначала центрифугированием, а затем в специальных пресс-формах из оргстекла или в уплотнителях ГП-29. Нагрузка прикладывалась ступенями: 0,1; 0,2; 0,4; 0,7; 1; 2; 4; 8; 16; 32 кгс/см², а также некоторыми промежуточными нагрузками. Уплотнение на последней ступени нагрузки в уплотнителях производилось до завершения первичной консолидации, когда деформация за сутки составляла не более 0,01 мм.

Для всех исследованных образцов определялась по П.А.Рейбиндеру [10] с помощью конического пластометра типа ЛП (ГОСТ I440-42) с углом при вершине конуса 30° так называемая пластическая прочность P_m глин коагуляционной структуры.

По данным наших предыдущих исследований 8. в водонасыщенных глинах, уплотненных нагрузками в пределах от 1 до 32 кгс/см², средняя толщина водных прослоек для различных минералогических типов глин колеблется примерно от 10 до

150 Å. Поэтому сопротивление скольжению со стороны смазочного слоя, представленного в глинах коагуляционной структуры водой или растворами электролитов, подчиняется в условиях имеющей здесь место граничной смазки [1, 5] закономерностям внешнего трения, а не внутреннего (жидкостного). Основным отличием внешнего трения от внутреннего является, как известно, существенно иное влияние скорости на оба эти трения. Внутреннее трение пропорционально скорости относительного скольжения двух тел, разделенных смазочной прослойкой. При внешнем трении скорость практически не влияет на величину силы трения. Кроме того, при внешнем трении сопротивление скольжению зависит от нагрузки, возрастающей приблизительно пропорционально ее величине. Для граничной смазки водой глинистых частиц и их агрегатов в водонасыщенной глине коагуляционной структуры характерен именно процесс внешнего трения. Поэтому мы с полным правом можем перенести на него так называемый двучленный закон трения Б.В.Дерягина [5].

Известно, что если усилие, стремящееся вызвать сдвиг пластичного тела, превышает некоторое критическое значение, то развивающаяся пластичная деформация сопровождается образованием плоскостей скольжения. Б.В.Дерягиним еще в 1934 г было показано, что скольжение по таким плоскостям по своему молекулярному механизму во многом аналогично скольжению при внешнем трении, т.е. двучленный закон трения и двучленный закон сдвиговой прочности являются частными случаями единого двучленного закона трения-скольжения:

$$\tau = \frac{F}{S} = \mu (P + P_0) \quad (I), \text{ где}$$

τ - прочность тела на сдвиг; S - площадь, по которой преодолевается сопротивление скольжению; $F = \mu (N + N_0)$ - сопротивление скольжению; μ - истинный коэффициент трения; $P = \frac{N}{S}$ - давление, действующее на плоскость скольжения перпендикулярно к ней; $P_0 = \frac{N_0}{S}$ - сила, необходимая для разделения тела по плоскости скольжения, т.е. прочность тела на разрыв; N_0 - равнодействующая сил молекулярного притяжения между обоими телами.

Согласно Б.В.Дерягину сила трения зависит от двух слагающих: члена, зависящего только от нагрузки, а не от площади кон-

такта (N) и члена N_0 , зависящего от площади действительного контакта, а не непосредственно от нагрузки. Следовательно, молекулярные силы притяжения будут иметь такое же действие на сопротивление скольжению F , как если бы вес тела увеличился на величину этой силы. Графическое выражение двучленного закона сдвиговой прочности пластичных тел (как частное выражение двучленного закона внешнего трения) представлено на рис. I.

Однако этот закон может иметь значение только в том случае, если будет соблюдаться и учитываться зависимость величины N_0 от действующей нагрузки N с точки зрения истинной площади контакта S_0 , а не номинального контакта S .

Для исследованных нами уплотненных глинистых паст соблюдение условия применимости двучленного закона достигалось тем, что при сдвиговых испытаниях вертикальная нагрузка P всегда была меньше той внешней нагрузки, которой была уплотнена паста, что исключало увеличение плотности образца при проведении сдвиговых испытаний.

На основании изложенного выше можно внести определенный физический смысл в понятие "сцепление" глины, которое согласно двучленной эмпирической формуле Кулона ($\tau = P \tan \varphi + C$), характеризует лишь прочность на сдвиг при отсутствии внешней вертикальной нагрузки на испытуемый образец. Из рис. I видно, что, согласно двучленному закону сдвиговой прочности пластичных тел, величину сцепления можно выразить в виде: $C = P_0 \tan \varphi$,

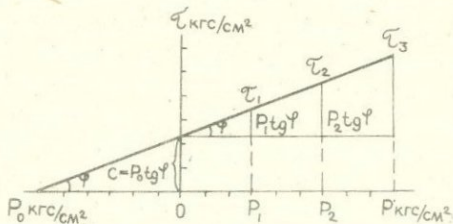


Рис. I. Схема двучленного закона сдвиговой прочности пластичных тел Б.В.Дерягина

где t_{ϕ} - коэффициент трения, а P_0 - прочность на разрыв контактов между глинистыми частицами в плоскостях скольжения. Н.А.Цитович [12] называет эту величину "давлением связности", т.е. некоторым всесторонним давлением, суммарно замещающим действие всех сил сцепления.

Следовательно, величину сцепления глины коагуляционной структуры можно рассматривать как связность глины, понимая под этим термином ту часть ее сдвиговой прочности, которая требуется для преодоления всех составляющих прочности P_0 контактов между глинистыми частицами или их агрегатами, по которым осуществляется образование плоскостей скольжения. Для глин любого типа структуры можно указать следующие составляющие суммарной величины P_0 : 1) молекулярная прочность всех контактов на разрыв; 2) силы дальнего действия между частицами (молекулярные и ионно-электростатические); 3) капиллярные силы, действующие в контактах; 4) силы пластического прилипания, т.е. сопротивление тонких водных слоев между частицами сжатию и растяжению.

Очевидно, для рассматриваемого нами случая, т.е. для водонасыщенной глины коагуляционной структуры, будут иметь место составляющие P_0 , отмеченные выше пунктами 2 и 4.

На основании большого количества экспериментальных данных мы пришли к выводу, что для глин коагуляционной структуры наиболее простым и удобным методом для определения величины P_0 является пенетрационный метод определения с помощью конического пластометра так называемой пластической прочности глины P_m . Для определения P_m для пластичных тел П.А.Рембиндер [10] разработал простой метод вдавливания конуса. При этом, согласно его представлениям P_m выражает механическую прочность структуры структурированного пластичного тела. Иными словами, для глин коагуляционной структуры величина P_m показывает прочность на разрыв меагрегатных контактов, осуществляющихся в этих глинах через более или менее тонкие прослойки воды. Приведенная на рис.1 графическая схема вдушенного закона сдвиговой прочности дает возможность экспериментально проверить, соответствует ли экспериментально определяемая с помощью конического пластометра величина P_m величине P_0 , получаемой путем экстраполяции по данным сдвига-

вых испытаний той же глины (τ_1, τ_2, τ_3 на рис.1). В таблице I приводятся экспериментальные данные, подтверждающие идентичность величин P_m и P_0 . Методы испытания были описаны выше.

Таким образом, на основании данных, изложенных выше, мы пришли к выводу, что сцепление глин коагуляционной структуры, т.е. их связность, характеризует сдвиговую прочность контактов их структурных элементов в плоскости скольжения. Это положение далее будет развито нами при анализе природы длительной прочности глин.

Для изученных нами мономинеральных глин (уплотненных паст) в различных катионных формах и с различной концентрацией порового раствора была экспериментально определена зависимость величины сцепления C в функции внешней уплотняющей нагрузки $P_{вн}$ от перечисленных выше факторов (обменные катионы, концентрация порового раствора и т.д.). Исследования проводились путем сочетания обычных сдвиговых определений C и φ с помощью прибора многоплоскостного среза и пенетрационного определения на тех же образцах зависимости $P_m(P_{вн})$. Результаты определений представлены на рис.2.

Из данных, приведенных на рис.2, можно сделать следующие выводы: 1) для Na-монтмориллонита величина сцепления C ниже, чем для каолиновых глин, если сравнивать глины, уплотненные равными нагрузками. По мере уплотнения этих глин различия становятся все более заметными, так как коэффициент трения для каолина по мере его уплотнения практически не изменяется, а для Na-монтмориллонита - значительно снижается по мере его уплотнения ($\tan \varphi$ уменьшается от 0,23 для Na-монтмориллонита, уплотненного нагрузкой 1 кгс/см², до 0,09 - соответственно после уплотнения пасты нагрузкой 32 кгс/см²).

2) С увеличением концентрации NaCl в поровом растворе Na-монтмориллонита величина C увеличивается и при концентрации 60 г/л сцепление глин в пределах уплотнения ее нагрузками до 8 кгс/см² превышает сцепление каолина, уплотненного теми же нагрузками. При уплотнении засоленного Na-монтмориллонита нагрузками более 8 кгс/см² наблюдается относительное снижение C по сравнению с каолином вследствие зна-

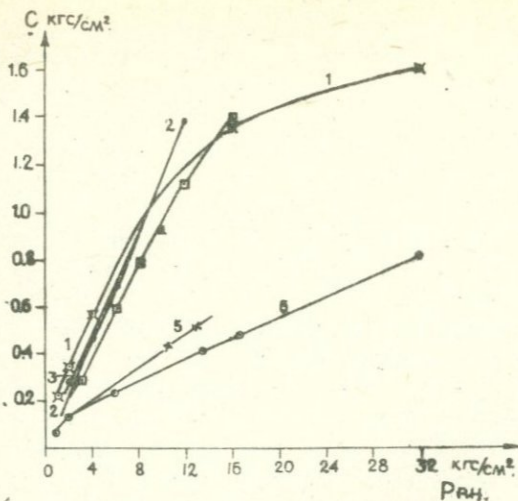


Рис.2. Зависимость сцепления C в глинистых пастах, уплотненных под нагрузкой $P_{вн}$:

- 1 - Na - аскагель на растворе $NaCl$ (60 г/л)
- 2 - Na - каолин на воде; 3 - Ca - каолин на воде;
- 4 - Ca - аскагель на воде;
- 5 - Na - аскагель на растворе $NaCl$ (3 г/л)
- 6 - Na - аскагель на воде

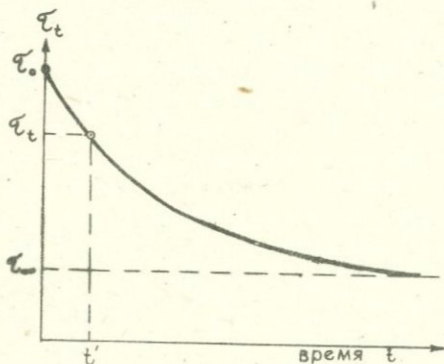


Рис.3. Схема кривой длительной прочности глины

Таблица I

Результаты экспериментальной проверки идентичности характеристик P_m и P_o

Наименование образцов	Минералогический состав	Влажность, %	Коэффициент водонасыщения	$tq\psi$	C кгс/см ²	$P_o = \frac{C}{tq\psi}$	P_m кгс/см ²
Палеозойская бентонит-глина Сев.Кавк.из русла р.Хеу (ест. структура)	монтмориллонит, гидрослюда	38,9	1,00	0,225	1,75	7,8	7,8
Кудиновская глина "Сало" (ест.структ.)	каолинит, гидрослюда	31,4	1,00	0,180	0,35	1,9	1,9
Неогеновая глина долины р.Кочильник (Молдавия) гл.180 м.ест.структ.	монтмориллонит, хлорит, гидрослюда	23,7	0,93	0,160	1,40	8,8	8,8
Глина из той же скважины гл.13 м.	"-	25,6	0,95	0,190	0,85	4,5	4,5
Глина из той же скважины, гл.13 м.	"-	29,0	0,98	0,166	0,80	5,0	5,2
Глина коры выветривания палеозоя, р.Кундузды	гидрослюда	36,7	0,91	0,280	0,45	1,6	1,4
Na - аскагель (паста на р-ре NaCl 3 г/л) уплотнена $P_{вн} = 10,5$ кгс/см ²	монтмориллонит	92,0	1,00	0,163	0,44	2,5	2,6
Na - аскагель (паста на воде) уплотнена $P_{вн} = 6$ кгс/см ²	"-	158,0	1,00	0,135	0,23	1,6	1,7
Na - каолин (паста на воде), уплотнена $P_{вн} = 6$ кгс/см ²	каолинит	37,5	1,00	0,250	0,68	2,7	3,0
Ca - аскагель (паста на воде) уплотнена $P_{вн} = 3$ кгс/см ²	монтмориллонит	87,0	1,00	0,200	0,30	1,5	1,5

чительного снижения коэффициента трения $t\varphi$ и опреснения глины.

3) Уплотняющая паста Са-монтмориллонита имеет значение значительно большее, чем Na-монтмориллонит.

Переходя к рассмотрению вопроса о природе падения прочности глины во времени при медленном приложении нагрузки, выразим мгновенное условие прочности глины коагуляционной структуры на сдвиг для внешней нагрузки P (согласно двухчленному закону сдвиговой прочности) в виде:

$$\tau_0 = (P + P_m + P_c) t\varphi \quad (2), \text{ где}$$

τ_0 - предельное сопротивление сдвигу при мгновенном приложении сдвигающего усилия; P - внешняя нагрузка; $P_m + P_c = P_0$, т.е. прочность на разрыв контактов глинистых частиц в плоскости скольжения; P_m - силы дальнего действия между частицами (молекулярные и ионно-электростатические); P_c - пластично-вязкое сопротивление тонких водных прослоек при относительном смещении групп агрегатов [9].

Если допустить, что в течение длительной сдвиговой деформации глины коэффициент трения в ней практически не изменится, а имеющиеся литературные данные [6, 7 и др.] подтверждают это, то похучесть глинистой системы будет определяться релаксационными свойствами молекулярных контактов частиц ($P_m t\varphi$) и пластической составляющей ($P_c t\varphi$). Составляющая же $P t\varphi$, т.е. внешняя вертикальная нагрузка, при практически неизменном значении $t\varphi$ и условии отсутствия изменения плотности глины под этой нагрузкой, вообще не может релаксировать. Скорость релаксации всех релаксирующих составляющих ($P_m t\varphi$ и $P_c t\varphi$) различна. Поэтому длительная прочность глины $\tau_t(t)$ зависит от скорости приложения нагрузки. Очевидно, при бесконечно медленном загрузении глины релаксация всех указанных составляющих правой части выражения мгновенной прочности (2) приводит к появлению некоторого предельного напряжения сдвига τ_∞ , характеризующего предельно длительное сопротивление системы разрушению.

На рис.3 приводится схематическое изображение кривой длительной прочности глины, т.е. $\tau_t(t)$: Здесь τ_0 характеризует предельное сопротивление сдвигу при мгновенном приложении сдвигающего усилия; τ_t - длительная прочность глины,

показывающая, что при приложении к глине сдвигающего усилия τ_t разрушение ее наступит через время t^1 ; τ_∞ - предел длительной прочности. Величину $\Delta\tau = \tau_0 - \tau_\infty$, характеризующую нерелаксирующий остаток напряжения при бесконечно медленном загрузении глины, можно рассматривать как предел релаксации [4].

Из сказанного выше и из схем, представленных на рис. 1 и 3, можно заключить, что под пределом длительной прочности глина коагуляционной структуры следует понимать ту часть от условно-мгновенной сдвиговой ее прочности, т.е. от напряжения τ_0 , которая при бесконечно медленном приложении нагрузки релаксирует в процессе пластических деформаций глины за счет разрыва межагрегатных контактов при образовании плоскостей скольжения, т.е. величину сцепления глины. Иными словами, пределом длительной прочности глины является сдвиговая суммарная прочность контактов в плоскостях скольжения глины, т.е. $\tau_\infty = C$. Однако сама эта величина не является для глин постоянной во времени. Она изменяется как в процессе развития глинистой породы вообще (изменение параметров P_0 и $t_0\psi$) под воздействием изменяющегося гидрохимического, температурного и др. режимов (см. рис. 2), так и в процессе ползучести глины.

Как показали наши исследования, а также исследования других авторов, в процессе ползучести происходит изменение качества и количества контактов частиц в плоскости скольжения за счет активизации консолидации глины и дополнительного ее уплотнения, или за счет перераспределения частиц и воды и изменения качества контактов при изменении текстуры глины. Как показали исследования различных авторов, наиболее заметные изменения состояния и свойств глины происходят в течение первой стадии ползучести [2, 3]. Поэтому наиболее достоверные данные по количественной оценке предела длительной прочности глин можно получить путем определения величины их сцепления после завершения первой стадии ползучести, т.е. стадии неустановившегося течения. Для этого испытываемую глину подвергают ползучим деформациям путем приложения сдвигающей нагрузки, составляющей ~ 80 - 90% от ее условно-мгновенной прочности τ_0 . Далее после завершения первой стадии ползучести

производят испытания на быстрый сдвиг. Полученная в результате этого величина C и может приниматься за действительный предел длительной прочности глины. Мы использовали для этого прибор многоплоскостного сдвига, о котором было сказано выше.

Проведенные исследования на уплотненных пастах Са-каолина, уплотненного $P_{вн} = 2$ кгс/см² и Na-аскангеля на растворе NaCl (3 г/л), уплотненного $P_{вн} = 9,6$ кгс/см², показали, например, что величины C после завершения первой стадии ползучести увеличились соответственно для каолина от 0,29 до 0,44 кгс/см², а для аскангеля - от 0,45 до 0,65 кгс/см².

Таким образом, мы пришли к заключению, что величина τ_{∞} , представляющая собой сдвиговую прочность контактов структурных элементов глины в плоскостях скольжения, т.е. C , является переменной величиной, что требует от исследователей постоянной корректировки этого параметра во времени в зависимости от изменения равновесного (или квазиравновесного) состояния глины в изменяющихся условиях геологической среды (гидрохимический, температурный и др. режимы), а также в процессе медленных сдвиговых деформаций.

Из рис.2, например, следует, что засоление Na-монтмориллонитовых глин может привести при неизменной внешней нагрузке к их упрочнению и, соответственно, к повышению величины τ_{∞} . Засоление же Са-монтмориллонитовых глин может привести к различным последствиям в зависимости от качества катионов соли и ее концентрации. При засолении кальциевыми солями длительная прочность этих глин почти не изменится, а при натриевом засолении может произойти значительное снижение прочности при определенной концентрации порового раствора [8]. В отличие от монтмориллонитовых глин каолиновые глины практически не меняют длительную прочность при изменении катионного состава обменного комплекса глины и качества и концентрации порового раствора. Из рис.2 видно также, что при уплотнении глин равными внешними нагрузками монтмориллонитовые водонасыщенные глины имеют более низкий предел длительной прочности по сравнению с каолиновыми глинами. Проведенные нами исследования показали (фондовые материалы ВСЕГИНГЕО), что некоторое снижение длительной прочности глин коагуляционной структуры происходит при повышении температуры за счет рааружения

структуры граничной фазы воды в тонких ее прослойках между частицами. В приведенном выше выражении (2) это сказывается в уменьшении составляющей P_T , т.е. в ослаблении структурных связей между частицами за счет снижения сдвиговой прочности воды в зазоре и соответствующего снижения пластического сопротивления тонкого водного слоя растяжению и сжатию [9]. Опыты показали, что это снижение прочности структурных коагуляционных связей тем значительнее, чем тоньше водные прослойки между глинистыми частицами. Поскольку же в монтмориллонитовых глинах толщина этих прослоек ниже по сравнению с каолиновыми глинами (при равных величинах уплотняющих нагрузок), то эффект снижения прочности при повышении температуры всегда значительно заметнее у монтмориллонитовых глин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ахматов А.С. - Молекулярная физика граничного трения. М. Физматгиз, 1963, с.472.
2. Бондарик Г.К., Царева А.М., Пономарев В.В. - Текстура и деформация глинистых пород. М."Недра", 1975, с.169.
3. Вялов С.С., Пекарская Н.К. - Длительная прочность грунтов. Тр.координационных совещаний по гидротехнике, вып. 38 "Исследование реологических свойств грунтов". "Энергия" Ленинград.отд., 1968, с.33-46.
4. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С., Мизюмский В.А. - Методика испытания грунтов на ползучесть и длительную прочность. "Вопросы геотехники", об.5, 1962, с.93-120.
5. Дерягин Б.В. Что такое трение? Изд-во АН СССР, М., 1963, с.230.
6. Змангиров Р.С., Вайтекунене А.И. - Исследование остаточной прочности глин. Тр.Международ.симпозиума "Инж.-геол. свойства глинистых пород и процессы в них", вып.2, изд-во МГУ, 1972, с.119-133.
7. Карташов Ю.М. - Исследования длительной объемной прочности слабых и пластичных горных пород. В кн."Тепловые и механические процессы при разработке полезных ископаемых". "Наука", 1965.
8. Кульчицкий Л.И. - Роль воды в формировании свойств

глинистых пород. М., "Недра", 1975, с.212.

9. Нерпин С.В., Котов А.И., Раев В.А. - Природа сжимаемости глинистых грунтов. Тр. Ленинградского института инженеров водного транспорта, вып.26, изд-во "Речной транспорт", Л. 1959, с.105.

10. Ребиндер П.А., Семенов Н.А. - О методе погружения конуса для характеристики структурно-механических свойств пластично-вязких тел. Докл. АН СССР, т.64, № 6, 1949, с.835-838.

11. Тер-Мартirosян З.Г. - Прибор для изучения влияния порового давления на деформацию сдвига глин. "Новые приборы для гидрогеологических и инженерно-геологических исследований". Рефератив. сб. Серия "Гидрогеология и инженерная геология", № 10, ВИЭМС, 1971, с.4-7.

12. Цытович Н.А. - Механика грунтов. "Высшая школа", М., 1973, с.280.

ОСОБЕННОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
ПОЛУТВЕРДОЙ И ТЕКУЧЕЙ КОНСИСТЕНЦИЙ

Р.В.МАКСИМЯК

(НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Исследования механизма деформирования и разрушения глинистых грунтов полутвердой и твердой консистенций (I) показали, что разрушение в процессе деформирования обусловлено в основном процессами развития дефектов структуры грунта и трещинообразованием. В развитии же пластических деформаций значительную роль играет также явление переориентации и скольжение глинистых частиц относительно друг друга без нарушения сплошности.

Проведенные ранее эксперименты были ограничены грунтами твердой и полутвердой консистенций и результаты исследований были распространены только на грунты этих консистенций, т.к. грунты пластично-текучих консистенций имеют иной характер структурных связей. И соответственно механизм деформирования и разрушения слабых водонасыщенных грунтов пластичной и текучей консистенций может иметь принципиально иной характер. В таких грунтах практически отсутствуют конденсационные связи и основную роль в формировании прочностных и деформативных свойств играют коагуляционные связи, которые легко разрываются под воздействием приложенного напряжения, но также легко и восстанавливаются в процессе деформирования. Однако, как показывают исследования Н.К.Пекарской (см.сообщение в настоящем сборнике), основные закономерности деформирования имеют общий характер для грунтов с самыми различными структурными связями.

Целью настоящих исследований является выяснение особенностей механизмов деформирования и в особенности разрушения глинистых грунтов вязко-пластичной и текучей консистенции. Исследования заключались в проведении механических опытов на кратковременную ползучесть и последующем изучении структурных изменений грунтов. Опыты проводились на образцах чеганской глины (P_{g3}), отобранной из района г. Тзмени.

Образцы были приготовлены из пасты (с просевом грунта через сито I мм²) путем равномерного замешивания с соответствующим количеством воды.

Для получения однородной структуры образцы предварительно консолидировались под различными нагрузками. Таким образом получались образцы однородной структуры и влажности, заданной экспериментом.

Замеси делались расчетной влажности равной 60-62⁰, после уплотнения нагрузкой 0,25 кг/см² получали влажность равную 49%, после уплотнения нагрузкой 0,5 кг/см² - равную 45%.

Сложность проведения экспериментов заключалась в выборе приборов, позволяющих грунту текучей консистенции свободно деформироваться с возможностью дилатансии. Особенностью грунтов такой консистенции является практически невозможность длительного сохранения формы образца без затекания. В связи со всеми этими трудностями были проведены сравнительно быстрые опыты (до 20 мин) на приборе одноплоскостного сдвига без вертикальной нагрузки с большим зазором между кольцами. Испытания проводились сначала путем быстрого среза для получения условно-мгновенного значения прочности, затем - на ползучесть под постоянной нагрузкой, составляющей 0,8 и 0,9 от условно-мгновенного значения прочности и вызывающей разрушение образца за 10-20 мин.

В момент, предшествующий разрушению, опыт останавливался, снималась нагрузка и отбирались образцы для структурного анализа. Для выявления особенностей структурных преобразований в грунтах различной консистенции кроме использования полученных ранее материалов проводились сопоставительные опыты с теми же грунтами, но малой влажности. Влажность задавалась ниже предела пластичности.

В исходном (до опытов) состоянии образцы грунта с повышенной влажностью обладают более однородной структурой по сравнению с маловлажными образцами. Микроблоки и микроагрегаты частиц значительно меньшего размера и более упорядоченно расположены. Упаковка микроагрегатов плотная, крупных пустот и полостей практически не обнаружено. Очевидно, с повышением влажности под действием воды произошел распад крупных микро-

блоков и перекомпоновка более мелких структурных единиц под воздействием уплотняющей нагрузки.

Структурный анализ образцов, отобранных в момент, предшествующий разрушению в результате быстрой (в течение 1 - 2 минут) ползучести из зоны сдвига показал, что разрушение образцов различной консистенции вызывается развитием сети трещин, видимых даже на глаз и вызванных видимо не только напряжением сдвига, но и растягивающими напряжениями. Направленность трещин под углом 45° к направлению сдвига.

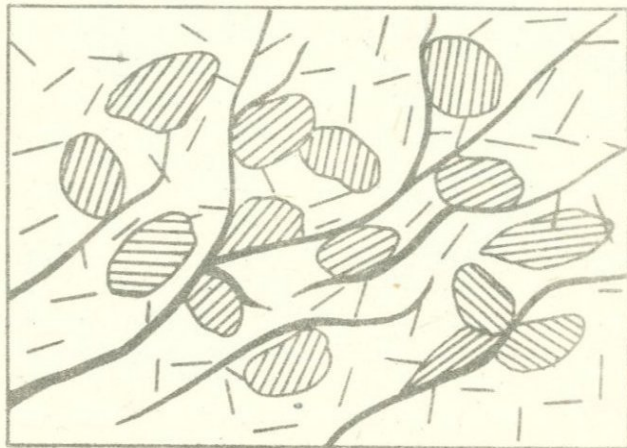


Рис. I

Анализ шлифов образцов после опыта при влажности 23% свидетельствует о том, что разрушение образца произошло в результате разрыва структурной сетки грунта сетью микротрещин, возникших в результате деформирования (рис. I)^{x)}.

x) В связи с невозможностью по условиям печати публикации снимков, в статье приводятся структурные схемы образцов.

Мелкие трещины тянутся во всех направлениях, развиваясь, в основном, по контактам и микроблокам частиц, обтекающая их. Сеть мелких трещин сливается, образуя магистральные трещины, направленные под углом к направлению сдвига. Развития процессов переориентации глинистых частиц практически обнаружено не было, что свидетельствует о хрупком разрыве связей.

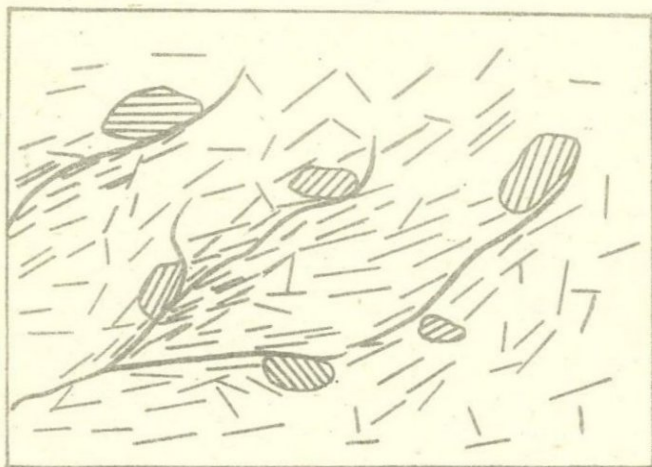


Рис.2.

При исследовании структуры образцов повышенной влажности (49%) обнаружено также развитие сети микротрещин, приводящей по мере разрастания к нарушению сплошности образца. Однако, в отличие от первого случая, трещины приурочены к зонам частиц, сориентированных приблизительно под углом 45° к направлению сдвига, хотя имеет место и развитие трещин по контактам микроблоков и микроагрегатов частиц или крупных зерен других минералов (рис.2).

Общая ориентированность образцов в исходном состоянии имеет некоторое преимущественное направление вдоль направления сдвига (перпендикулярно уплотняющему давлению при компрессии образцов), хотя в целом структуру образцов после

уплотнения нельзя назвать ориентированной. Появление зон частиц, ориентированных под углом к направлению сдвига свидетельствует о развитии процесса переориентации и смещения частиц вдоль этих зон. Вдоль каждой трещины, даже если она не проходит по ориентированной зоне, видна узкая полоска частиц, соразориентированных вдоль трещины, что свидетельствует о пластическом характере трещинообразования.

Таким образом, проведенные структурные исследования показали, что разрушение грунтов в результате деформирования в случае твердой и полутвердой, так и текучей консистенций обусловлено развитием процессов трещинообразования, однако характер и структурное проявление этих процессов имеют в каждом случае существенные особенности. Нагрузка, воздействующая на грунт вызывает концентрацию напряжений на контактах отдельных частиц или микроагрегатов грунта, которое может рассеиваться или за счет подвижки частиц, или за счет образования трещины, разрыва связи. В грунтах твердой и полутвердой консистенции, где связи между частицами довольно прочные и пленки воды, ослабляющие взаимодействие глинистых частиц чрезвычайно тонки, концентрация напряжений происходит по тем пор, пока не превысит значения прочности связей в наиболее ослабленных, дефектных местах и не произойдет образования трещины разрыва.

Переориентация частиц происходит медленно и на локальных участках.

В грунтах же текучих консистенций связи между частицами значительно ослаблены пленками воды и поэтому чрезвычайно подвижны. Возникающая концентрация напряжений может рассеиваться за счет переориентации и скольжения глинистых частиц друг по другу без нарушения сплошности. Поэтому разрушение таких грунтов кроме быстрого разрыва слабых связей сопровождается формированием обширных зон сдвига частиц, ориентированных по направлению сдвига, обуславливающих пластическое деформирование грунта. Появление этих зон можно заметить даже при условно-мгновенном разрушении грунта.

В связи с этим и проявление процессов трещинообразования имеет свои особенности для грунтов с различными структурными связями. В случае твердой и полутвердой консистенций тре-

дним приурочены к границам микроблоков грунта или расходятся от пустот и пор; в случае же текучей консистенции, как указывалось выше, трещины приурочены в основном к ориентированным зонам. Проведенные исследования позволяют сделать вывод о том, что принцип действия механизма разрушения один для различных видов и состояния грунтов, но со своими характерными особенностями, которые изменяют картину поведения грунта. Грунты текучей консистенции начинают деформироваться даже при незначительном воздействии, но этот процесс протекает без нарушения сплошности. И если бы частицы не были связаны друг с другом во всей массе грунта, то происходило бы свободное скольжение их друг по другу, но поскольку связи существуют, то кроме напряжения сдвига возникают растягивающие напряжения, которые и приводят к возникновению трещин и в конечном итоге к нарушению сплошности связей и залечиванию. Часто можно видеть не открытые трещины, а только узкие зоны скольжения, что свидетельствует о том, что образовавшиеся трещины могут закрываться. Это приводит к тому, что любое препятствие к дилатантному разрушению грунтов пластичной и текучей консистенций вызывает залечивание структуры и деформирование без видимых нарушений сплошности.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Вялов С.С., Пекарская Н.К., Максимьяк Р.В. "О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов". II. "Основания, фундаменты и механика грунтов", № I, 1970.

ПРИРОДА ПРОЧНОСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Н.Н.МАСЛОВ, Э.М.КАРАУЛОВА

(МАДИ)

В прошедшие годы неоднократно отмечалось нарушение устойчивости старых и древних подпорных стен, возведенных на глинистых грунтах и поддерживавших толщу глинистых грунтов. В начале 20-х годов это явление было отмечено К.Терцаги в Стамбуле. В последующие годы подобные многочисленные случаи были описаны А.Скемpton в его известной работе с описанием деформаций разрушения подпорных стен в Лондоне, нашедших свое место после десятков лет внешне вполне надежной своей работы. Подобные же явления применительно к подпорным стенкам, ограждавшим церковные подворья в Москве и мостовых устоев в Ленинграде отмечены в 40-х годах Н.Н.Масловым.

Особенно детально подобные случаи описаны Р.Паком, обследовавшим большое число разнообразных подпорных стен на глинистых грунтах и, в том числе, на сваях. Описываемые явления, вызванные деформацией самих подпорных стен и в ряде случаев - с их разрушением, уже с давнего времени связывались с падением прочности глинистых грунтов во времени.

Особенно отчетливо эта возможная связь проявлялась в оползневых обрушениях склонов и откосов, неизбежно стоявших десятилетиями и находивших свое выражение без всяких внешне-видимых причин. Вопрос о длительной прочности глинистых грунтов, в указанной ниже концепции, был поднят еще в 30-е годы на Свирьстрое Н.Н.Масловым, развившим реологическую теорию и гипотезу длительной прочности глинистых грунтов. Эти вопросы получили широкое освещение в его работах "Локализованный сдвиг" (10 вып. Свирьстроя 1934 г.) и "Инженерная геология" 1941 г.), а также в многочисленных статьях и докладах.

Эта теория и гипотеза связывались с особыми свойствами сцепления, присущего глинистым грунтам.

Согласно Н.Н.Маслову, природа прочности глинистых грунтов, описывалась широко известным трехчленным выражением

зависимости глинистых грунтов от нагрузки (p) истинного угла внутреннего трения (ψ_w), связности (Σ_w) и жесткого структурного сцепления (c_c) в следующем виде:

$$S_{pw} = p \cdot \operatorname{tg} \psi_w + \Sigma_w + c_c \quad (1)$$

По теории Н.Н.Маслова длительная прочность глинистых грунтов определялась:

а) при отсутствии деформации толщи полной сопротивляемостью глинистого грунта сдвигу в соответствии с выражением (1);

б) в начальной фазе деформации:

$$S_{pw} = p \cdot \operatorname{tg} \psi_w + c_c$$

в) в последующей и конечной стадии деформации

$$S_{pw} = p \cdot \operatorname{tg} \psi_w$$

Очевидно, что рассматриваемая деформация должна была находить свое выражение без видимого нарушения устойчивости, т.е. в условиях проявления ползучести.

В качестве критерия начального проявления ползучести Н.Н.Масловым еще в 1949 г. было выдвинуто положение, нашедшее широкое использование в практике гидротехнического строительства и противосоползневой борьбе, а также дорожного строительства (подпорные стенки). Этот критерий имеет следующий вид:

Ползучесть находит свое выражение при одновременном соблюдении следующего условия:

$$\tau < p \cdot \operatorname{tg} \psi_w + \Sigma_w + c_c \quad (2)$$

$$\text{и } \tau > p \cdot \operatorname{tg} \psi_w + c_c$$

Таким образом, развитие ползучести связывалось прямым образом с условиями мобилизации в грунте сил связности Σ_w , водно-коллоидной природы, обуславливающие пластические свойства глинистых грунтов.

Один из виднейших представителей механики грунтов за рубежом А.Скамpton выдвинул положение о безусловно актуальности проблемы длительной прочности глинистых грунтов, связывая потерю прочности глинистых грунтов во времени с полным нарушением во времени сцепления ($c_c = 0$). Многочисленные наблюдения, выполненные различными авторами, указали на ошибочность указанных положений отчасти вскрытых в докладе Н.Н.Маслова. на конференции по слабым грунтам в

в Таллине (1965 г.). Оказалось, что во многих случаях нарушение прочности глинистых грунтов во времени вообще не имеет места. В других случаях, это нарушение выступает со всей определенностью. Вместе с тем, очень часто при нулевом значении сцепления (по А. Скемпону) и видимой величине при этом коэф. запаса устойчивости $K < 1,0$, откосы и склоны длительностью избегают всякого их нарушения устойчивости и прочности. Такое двойственное положение полностью раскрывается в соответствии с теорией Н.Н.Маслова, условиями выражения при деформации глинистых грунтов их природы прочности.

В соответствии с выражением (1) при деформации глинистого грунта имеет место борьба в их прочности двух начал:

- а) безвозвратного прогрессивного нарушения жестких структурных связей структурного сцепления (C_c) и
- б) сохранения или даже возрастания в процессе деформации грунта сил внутреннего трения и связности (Σ_w).

Последнее явление, по-видимому, имеет место в связи с более плотной укладкой в породе структурных элементов и в, особенности, при низкой исходной плотности грунта. Таким образом, в свете теории Н.Н.Маслова "залечивание" дефектов в структуре вообще может иметь место лишь в условиях разуплотнения грунта. Обычно же имеет место под нагрузкой повышение плотности грунта и в этих условиях "залечивание дефектов" места не имеет, так как жесткие связи структурного сцепления (цементация сращения, спайки и т.д.) при деформации нарушаются безвозвратно; силы же связности остаются при сохранении плотности-влажности грунта неизменными, или даже увеличиваются в условиях повышения плотности грунта.

Явление затухающей, установившейся и прогрессирующей ползучести отвечает условиям и способности грунта оказывать то или иное сопротивление испытываемой им деформации ползучести грунта во времени. При затухающей ползучести это сопротивление возрастает за счет повышения во времени вязкости грунта и возрастания во времени порога ползучести, и в частности, - в условиях протекающего во времени дальнейшего уплотнения грунта и снижения его влажности, ведущего к повышению определяющих его прочность показателей ψ_w и C_w и снижения в этих условиях активной непогашенной части τ .

В условиях установившейся ползучести имеет место со-

стоянке неустановившегося равновесия между снижением прочности грунта в условиях прогрессирующего нарушения в грунте жестких связей структурного сцепления и повышения прочности грунта во времени (факторы η , w , φ_w и c_w).

При прогрессирующей ползучести непогашенная часть касательных напряжений ($\Delta\tau = \tau - \tau_{lim}$) постепенно возрастает в условиях относительно замедления повышения прочности грунта во времени против ее снижения за счет нарушения жестких связей необратимого структурного сцепления.

"Порог ползучести", подобно начальному градиенту, в инженерном плане отвечает напряженному состоянию, (p_{lim} или τ_{lim}) когда явление ползучести по своей интенсивности делает резкий скачок от величины не имеющих практического значения, к существенной.

Характер деформации до начала деформации ползучести, т.е. при касательных напряжениях ниже порога ползучести, отвечает сложному процессу приспособления грунта к восприятию приложенной к грунту нагрузки и связанного с новыми напряженными состоянием деформации. Сама по себе эти деформации по своей малой величине не вызывают изменения прочности грунта и в силу этого не подлежат учету в инженерных расчетах.

В свете этих положений вопрос о длительной прочности глинистых грунтов, применительно к трем основным их разновидностям, в условиях проявления деформации ползучести получает следующее объяснение:

1. Жесткие глины ($\varphi_w \neq 0$; $\Sigma_w = 0$; $c_c \neq 0$)

В определенных условиях деформация падения прочности грунта во времени неизбежно.

2. Скрытопластичные глинистые грунты
($\varphi_w \neq 0$; $\Sigma_w \neq 0$; $c_c \neq 0$; или $c_c = 0$)

В зависимости от проявления в грунте сил структурного сцепления:

а) при $c_c \neq 0$ - падение прочности в рассматриваемых условиях во времени вполне вероятно;

б) при $c_c = 0$ - падение прочности при деформации исключается; возможно увеличение прочности грунта за счет

повышения его плотности-влажности с соответствующим увеличением истинного угла внутреннего трения (φ_w) и связности (Σ_w).

3. Пластичные глины ($\varphi_w = 0$; $C_c = 0$; $\Sigma_w \neq 0$;

Падение прочности во времени не имеет места. Возможно повышение прочности грунта во времени за счет увеличения связности (Σ_w) в условиях повышения плотности грунта.

В свете изложенных выше положений могут представить интерес результаты опытов, проведенных на кафедре Инженерной геологии и механики грунтов МАДИ, аспирантом Нгуен Ван Тхо под руководством З.М.Карауловой. Цель этих исследований заключалась в установлении следующих положений и фактов:

1. Наличия и возможности ослабления прочности глинистых грунтов при определенных обстоятельствах во времени.

2. Природы и величины этого ослабления для различных категорий глинистых грунтов.

3. Предельной величины ослабления, как части, общей прочности грунтов.

4. Величины деформации, например, скашивания, отвечающей полной величине этого ослабления и соответственно установление длительной прочности грунта.

С указанной целью был отобран ряд монолитов различных по возрасту глинистых грунтов в разной их консистенции.

Характерная признаки которых приводятся в таблице № 1.

Общие физические характеристики исследуемых грунтов

Табл. 1

Наименование грунта	Структура	W : %	γ_w : г/см ³	Коефф. рУ : %	B	E	
Глины ($C_{\gamma, ht}$)	ненар.	27,2	1,98	0,98	28,1	-0,39	0,755
Глины ($C_{\gamma, apt}$)	" "	27,0	1,93	0,96	22,4	-0,23	0,759
Глины хвалынские (Q^{hV})	наруш.	29,0	1,94	0,95	27,0	-0,074	0,848
" "	" "	34,0	1,89	0,98	27,0	0,11	0,965
" "	" "	47,0	1,78	1,00	27,0	0,59	1,29
Глины древне-черноморские (Q_w^{ack})	ненар.	40,1	1,80	0,98	22,8	0,70	1,11

Проводилось испытание этих грунтов на сдвиг в образцах с ненарушенной и нарушенной структурой при равной их консистенции.

Эти опыты имели своей целью установить для испытуемых образцов показатели φ_w , Σ_w и C_c в соответствии с выражением (1). Расчленение общего сцепления (C_w) на силы связности (Σ_w) и структурное сцепление (C_c) производилось с проведением опытов по методу "плашка по плашке", и для контроля величины структурного сцепления - путем сопоставления сопротивления грунта сдвигу в одинаковых условиях в образцах с ненарушенной и нарушенной структурой. В последующей серии опытов подобные же образцы подвергались длительному воздействию нормальных и касательных напряжений в условиях проявления ползучести. Далее эти образцы в условиях различной достигнутой деформации подвергались сдвигу по обычной методике с целью выявления ослабления на их прочность самой деформации вплоть до получения некоторого предельного сопротивления сдвигу, отвечающего полному ослаблению грунта в условиях проявления деформации ползучести.

Как показали опыты, такое состояние грунта наступало при относительной деформации сжатия, лежащей в пределах от 14 до 20%.

Некоторые результаты проведенных испытаний приведены в таблице № 2 и графике рис. 1

Результаты этих исследований привели к следующим положениям:

1. Ослабление прочности глинистых грунтов во времени при определенных обстоятельствах действительно находят свое выражение.

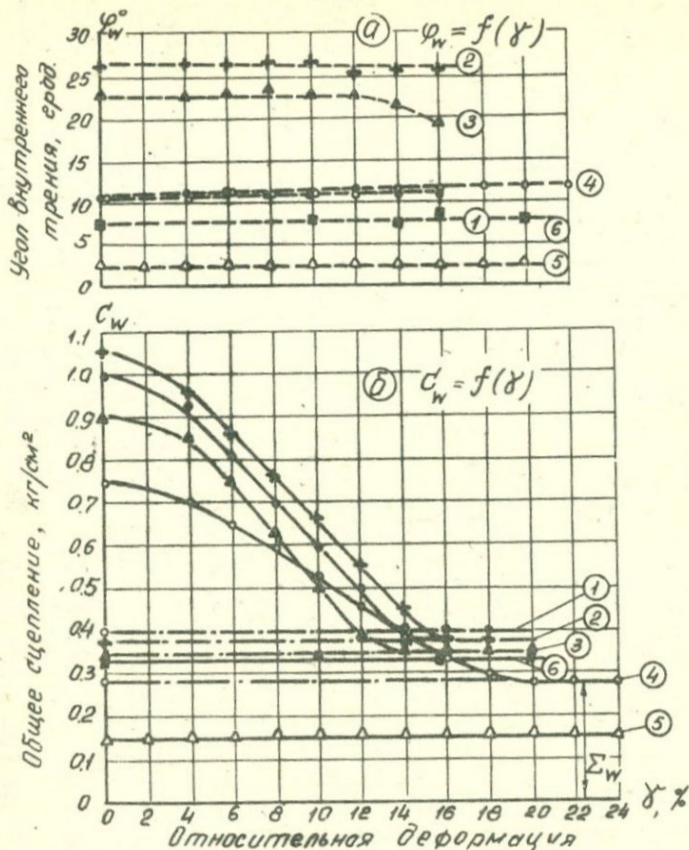
2. Природа этого ослабления несомненно связывается с нарушениями жестких связей структурного сцепления (C_c), присущих в первую очередь категории жестких глинистых грунтов.

3. Предельная величина потери прочности глинистых грунтов отвечает величине присущего им жесткого структурного сцепления (C_c).

При этом условии вопрос о длительной прочности приобретает очевидное и тем большее значение, чем в большей степени величина структурного сцепления (C_c), как некоторая

Табл. 2

Наименование грунта	Струк- тура	Влаж- ность W %	Пластичность, %			Консистен- ция $B = \frac{w - p_L}{p_U}$	Общее сцепле- ние C_w кг/см ²	Обратимое остаточ- ное сцепле- ние по методу плашек Σw кг/см ²	Лестное необрати- мое сцеп- ление $C_c = C_M$ кг/см ²	Остаточ- ное сцеп- ление по методу заданной величины деформа- ции Σw кг/см ²
			УУ	рУ	рУ					
Глины нижнеме- ловые ($C_{\tau, \text{нл}}$)	Ненару- шенная	26,4	67,6	39,6	28	-0,47	1,0	0,40	0,60	0,40
Глины нижне- меловые ($C_{\tau, \text{нл}}$)	"	27,0	54,5	32,1	22,4	-0,22	1,05	0,38	0,67	0,38
Глины хвалынские ($Q_{\text{нл}}$)	нару- шенная	29,0	58,0	31,0	27,0	-0,074	0,90	0,35	0,65	0,35
"	"	34,0	"	"	"	0,11	0,75	0,28	0,47	0,28
"	"	47,0	"	"	"	0,59	0,15	0,15	0	0,15
Глины древне- четвертичные ($Q_{\text{нл}}$)	ненару- шенная	40,5	46,5	24,5	22,0	0,73	0,33	0,33	0	0,33



Обозначение	Глины	Остаточные силы сцепности Σ_w кг/см ²	Пределная деформация $\delta_{пр}$, %	Консистенция $\beta = \frac{w - P_L}{P_L}$
○ 1	Глины $\sigma_{ср}^{нп}$ ненарушенной структуры	0,40	14	-0,47
+ 2	Глины $\sigma_{ср}^{нп}$ ненаруш. структ.	0,38	16	-0,22
▲ 3	Хвалымакие глины нарушенной стр.-ры	0,35	14	-0,074
○ 4	—	0,28	20	0,11
△ 5	—	0,15	—	0,59
■ 6	Глины $\sigma_{ср}^{нп}$ ненарушен. струк-ры	0,33	—	0,73

Рис. 1. Зависимости угла внутреннего трения (φ_w) и сцепления (c_w) от относительной деформации (δ) для глинистых грунтов различной консистенции.

часть общего сцепления C_w , обуславливает прочность породы.

Таким образом, падение прочности глинистых грунтов во времени в наибольшей степени должно затрагивать категорию глинистых грунтов, в известной степени - скрытопластичных (при $c_c \neq 0$). Пластичные глинистые грунты, прочность которых обусловлена лишь силами связности (Σ_w) при этих условиях не способны терять свою прочность во времени. Более того, проведенными опытами подтверждено, приведенное выше положение, о возможности в определенных условиях повышения прочности подобных глин во времени.

Вместе с тем доказано, что вопреки положению А.Скэмптона, что падение прочности глинистых грунтов во времени отнюдь не отвечало во всех случаях полному нарушению действующего в грунтах сцепления. Для всех грунтов, обладавших природными силами связности Σ_w , предельная прочность грунтов, обуславливалась воздействием сил сцепления связности. В частности, для пластичных глин, длительная прочность (сопротивляемость сдвигу) отвечала связности грунта (Σ_w).

4. Величина деформации сжатия, отвечающая полной величине ослабления прочности глинистых грунтов во времени, лежала в пределах $\gamma_{np} = 14-20\%$.

Такая величина предельной деформации (γ_{np}) подтверждается рядом наблюдений на реальных объектах.

Таким образом, проведенными опытами, насколько это вообще возможно в рамках лабораторных испытаний, опровергла выше теория природы и длительной прочности глинистых грунтов, предложенной Н.Н.Масловым уже более 25 лет тому назад наша свое снова убедительное подтверждение.

КОМПРЕССИОННАЯ ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

С.Р.МЕСЧЯН, Р.Г.БАДАЛЯН, Р.П. МАЛАКЯН

(Ереван)

Дополнительное уплотнение маловлажного глинистого грунта при его увлажнении называется просадкой, а это свойство-просадочностью [6]. Просадочность оценивается при помощи коэффициента относительной просадочности, устанавливаемого методами экспериментального определения одного или двух компрессионных кривых [2]. При такой оценке просадочности не учитываются влияния факторов времени и изменчивости влажности на процесс деформирования грунтов, обладающих свойством просадочности. Очевидно, что маловлажные просадочные грунты также проявляют способность длительного деформирования под действием внешних нагрузок (ползучесть) и интенсификации деформации уплотнения при дополнительном увлажнении. По этому нельзя не считаться с этими факторами при расчете оснований по второму предельному состоянию - по деформациям.

Рассматривая длительную деформацию маловлажных грунтов как реологическое явление [3,4] выражение их компрессионной ползучести, с учетом изменчивости напряжения и влажности, можно представить следующим образом [4]:

$$\ell_{\text{кп}}(t) = C_{\text{к}}(t, w) \cdot F(\sigma, w), \quad (I)$$

где $C_{\text{к}}(t, w)$ - зависящая от влажности грунта мера компрессионной ползучести; $F(\sigma, w)$ - зависящая от влажности грунта функция напряжения, удовлетворяющая условию $F(\sigma, w) = 1$.

Для определения $C_{\text{к}}(t, w)$ и $F(\sigma, w)$ надо иметь несколько семейств экспериментальных кривых компрессионной ползучести, определенных при различных значениях начальной влажности [3, 4, 5].

Меру ползучести $C_{\text{к}}(t, w)$ можно определить из следующего выражения [1, 4, 5].

$$C_{\text{к}}(t, w) = C_{\text{к}}(t, w = w_0) \cdot F_1(w), \quad (2)$$

где $C_{\text{к}}(t, w = w_0)$ - мера ползучести грунта при естествен-

ной влажности W_0 ; $F_1(W)$ - функция влажности, учитывающая влияние влажности на меру ползучести грунта.

Меру ползучести $C_K(t, W = W_0)$ можно представить в виде экспоненциальной, логарифмической или степенной функциями. В частности, при использовании степенной функции будем иметь [4,5]

$$C_K(t, W = W_0) = A \cdot t^m, \quad (3)$$

где A и m - определяемые из эксперимента параметры.

Функцию влажности $F_1(W)$ можно установить по семейству экспериментальных кривых мер ползучести (рис.1), определенных при различных значениях влажности. Для этого следует построить кривую зависимости меры ползучести от влажности $C_K = f(W)$ для некоторого фиксированного момента времени t_i и установить ее аппроксимирующее выражение.

Если зависимость $C_K - W$ представить в виде степенной зависимости

$$C_K = C_K(W_0) + B_I (W - W_0)^{n_1}, \quad (4)$$

то для функции влажности получим следующее соотношение:

$$F_1(W) = \frac{C_K(W_0)}{C_K(W_0)} + \frac{B_I (W - W_0)^{n_1}}{C_K(W_0)} = 1 + B_2 (W - W_0)^{n_1}, \quad (5)$$

где $C_K(W_0)$ - мера ползучести грунта естественной влажности при $t = t_i$; B_I и n_1 - определяемые из опыта параметры.

Функция влажности удовлетворяет условию $F_1(W = W_0) = 1$.

Если вместо экспериментальной кривой ползучести, определенной при естественной влажности $W = W_0$, за исходную принять кривую, соответствующую единичной влажности $W = 1\%$, вместо (5) будем иметь [4]:

$$F_1(W) = W^{n_1}, \quad (6)$$

также удовлетворяющую условию $F_1(W = 1\%) = 1$.

Учитывая (3) и (5) соотношение меры ползучести (2) примет следующий вид:

$$C_K(t, w) = A \cdot t^m [1 + B_2(w - w_0)^{n_1}] \quad (7)$$

Функцию напряжения $F(\sigma_1, w)$, входящую в (I) и учитывающую нелинейную зависимость между напряжениями σ_1 и деформациями компрессионной ползучести $l_{\text{кп}}$ можно определить из выражения

$$F(\sigma_1, w) = \sigma_1^n(w) \quad (8)$$

Выражение деформации компрессионной ползучести (I), с учетом (7) и (8) и фактора влажности w , можно записать в следующем окончательном виде

$$l_{\text{кп}}(t) = A \cdot t^m [1 + B_2(w - w_0)^{n_1}] \cdot \sigma_1^n(w), \quad (9)$$

где $n(w)$ - зависящая от влажности функция, определяемая из опыта.

В целях проверки приведенных выше соотношений для описания процесса ползучести просадочного грунта, как было отмечено выше, следует испытать несколько серий образцов-близнецов, обладающих различными значениями начальной влажности. Однако, поскольку это связано с определенными трудностями технического порядка (нехватка образцов, сложность получения большого количества образцов с заданными значениями влажности и т.п.) можно, как первое приближение, удовлетвориться испытанием двух серий образцов-близнецов при двух различных значениях начальной влажности - естественной влажности w_0 и в водонасыщенном (полное замачивание) w_3 состоянии.

Испытаны две серии образцов-близнецов грунта (№ 7-75), отобранного из шурфа № 3 ($h = 1.6$ м) приволожского понижения № 3 (табл. I).

Таблица I

№ грунта	Удельный вес γ , г/см ³	Объемный вес γ_s , г/см ³	Влажность w , %	Кoeffициент пористости	Степень влажности	Пределы пластичности, %		
						текущей	раскатывания	число пластич.
7-75	2,62	1,68	15,13	0,79	0,5	36,99	19,12	17,87
47-75	2,62	1,48	12,26	0,98	0,33	38,32	29,55	8,77

Из одного монолита удалось вырезать только восемь образцов, поэтому испытания грунта на компрессионную ползучесть как при естественной влажности, так и при замачивании проведены по методу испытания двух образцов-близнецов [5]. В каждом состоянии влажности пара образцов-близнецов испытана на ползучесть под действием постоянного напряжения $\sigma_1 = 0,5$ кгс/см², а вторая пара - при ступенчато-возрастающем напряжении ступенями по 0,5 кгс/см² до $\sigma_1 = 3,0$ кгс/см². Длительность испытания 94 дня.

На рис.2 и 3 приведены экспериментальные кривые ползучести (сплошные линии), определенные испытанием образцов естественной влажности и при полном замачивании соответственно, а также их аппроксимация (штриховые линии) по выражению (I). Прямые выражения (I) получены по приближенному методу испытания двух образцов [5].

Для образцов естественной влажности $W = W_0 = 15,1\%$ (рис. 2) получим следующие выражения меры ползучести вида (3) и функции напряжения вида (8)

$$C_K(t, W = W_0) = 0,00717 \cdot t^{0,213} ; \quad (10)$$

$$F(\sigma_1, W = W_0) = \sigma_1^{0,317} , \quad (11)$$

а для замоченных образцов $W_3 = 24,0\%$:

$$C_K(t, W = W_3) = 0,04299 \cdot t^{0,036} ; \quad (12)$$

$$F(\sigma_1, W = W_3) = \sigma_1^{0,294} \quad (13)$$

В целях записи закона деформирования (I) просадочного грунта во времени с учетом изменчивости влажности на рис.4 приведены кривые мер ползучести, построенные для двух значений влажности ($W_0 = 15,1\%$ и $W_3 = 24,0\%$) по выражениям (10) и (12).

Принимая, что зависимость между мерой ползучести и влажностью является линейной (см. левую часть рис. 4) для нее получено выражение (14) вида (4) :

$$C_K = 0,00717 + 0,004025 (w - 15,1) . \quad (14)$$

Функция влажности (5) определена по соотношению

$$F_1(w) = \frac{0,00717}{0,00717} + \frac{0,004025}{0,00717} \cdot (w - 15,1) =$$

$$= 1 + 0,56137 (w - 15,1) . \quad (15)$$

Выражение меры ползучести (7) при учете неподвижных кривых мер ползучести записывается следующим образом:

$$C_K(t, w) = 0,00717 \cdot t^{m(w)} [1 + 0,56137 (w - 15,1)] =$$

$$= [0,00717 + 0,004025 (w - 15,1)] \cdot t^{m(w)} \quad (16)$$

Зависимость $m = m(w)$ аппроксимирована линейной функцией

$$m(w) = 0,213 - 0,01989 (w - 15,1) , \quad (17)$$

и поэтому вместо (16) имеем

$$C_K(t, w) = [0,00717 + 0,004025 (w - 15,1)] \times$$

$$\times t^{[0,213 - 0,01989 (w - 15,1)]} \quad (18)$$

В целях упрощения записи закона ползучести исследованного грунта можно использовать среднее значение $n = (0,317 + 0,294) : 2 = 0,306$. Вследствие этого соотношение (1) переписано следующим образом

$$l_{КП}(t, w) = C_K(t, w) \cdot F(\sigma_1) = \quad (19)$$

$$= [0,00717 + 0,004025 (w - 15,1)] \cdot t^{[0,213 - 0,01989(w - 15,1)]} \times \sigma_1^{0,306}$$

Кривые ползучести, построенные по выражению (19), на рис. 2 и 3 показаны штриховыми линиями.

Для определения влияния режима замачивания на деформации ползучести просадочного суглинка № 47-75 (см. табл. I) испытаны три серии образцов-близнецов под действием уплотняющих нагрузок $\sigma_1 = 1,0 ; 2,0$ и $3,0$ кгс/см². В первой серии образцы замочены за сутки до их нагружения (на рис. 5 показаны сплошными

линиями с треугольниками), во второй серии образцы замочены сейчас же после их нагружения (сплошные линии с кружочками), а в третьей - через четырнадцать дней (сплошные линии с крестиками).

Опыты показали, что деформации образцов последних двух серий после замачивания практически совпадают, то есть они не зависят от режима замачивания. Деформации образцов, которые замочены до приложения нагрузок (первая серия) при

$\sigma_1 = 2,0$ и $3,0$ кгс/см² существенно отличаются (до 25 %) от деформации двух других серий. То есть предварительное замачивание образцов приводит к существенному увеличению просадочности грунта. В то же время при $\sigma_1 = 1,0$ кгс/см² деформации образцов всех трех серии мало отличаются друг от друга. Следовательно, деформация ползучести просадочного грунта зависит не только от режима замачивания, но и от величины внешней уплотняющей нагрузки.

Степень влияния последней обусловлено величиной структурной прочности, приобретенной грунтом после предварительного замачивания. Надо полагать, что это влияние зависит также от длительности замачивания.

Из рис. 5 следует также, что ползучесть просадочного, также как и других глинистых грунтов, зависит от режима нагружения. Деформация, определенная при ступенчатом возрастании уплотняющей нагрузки меньше деформации, полученной при однократном приложении этой же нагрузки на полную величину. Нетрудно понять, что причиной этого является неоднаковое структурное разупрочнение грунта при различных режимах приложения одной и той же нагрузки.

Изложенное выше говорит о том, что просадочность весьма сложное явление, зависящее от большого количества факторов.

На рис. 6 приведены экспериментальные кривые компрессионной ползучести и зависимости $\epsilon_{\text{кп}} - \sigma_1$ (сплошные линии) образцов, замоченных сейчас же после приложения внешних нагрузок. Кривая $\epsilon_{\text{кп}} - \sigma_1$ аппроксимирована степенной зависимостью (рис.7,а)

$$\ell_{\text{кп}} = B \sigma_1^n = 0,0754 \cdot \sigma_1^{0,56} \quad (20)$$

изображенной штриховой линией на левой части рис.6, а для функции напряжения получено следующее выражение

$$F(\sigma_1) = \sigma_1^{0,56} \quad (21)$$

Экспериментальная кривая ползучести, полученная при $\sigma_1 = 3 \text{ кгс/см}^2$, аппроксимирована степенной функцией (рис. 7, б)

$$\ell_{\text{кп}}(t) = A_0 \cdot t^m = 0,1364 \cdot t^{0,01} \quad (22)$$

и, учитывая (21), получено следующее выражение для меры ползучести

$$C_{\text{к}}(t) = \frac{0,1364}{1,85} \cdot t^{0,01} = 0,0737 \cdot t^{0,01} \quad (23)$$

Окончательное выражение деформации ползучести [I] имеет следующий вид

$$\ell_{\text{кп}}(t) = C_{\text{к}}(t) \cdot F(\sigma_1) = 0,0737 \cdot t^{0,01} \times \sigma_1^{0,56} \quad (24)$$

Кривые, построенные по выражению (24), на рис.6 показаны штриховыми линиями.

В заключение следует отметить, что в рассматриваемом случае основная доля деформации ползучести грунта протекала в течение первых суток, а затем наблюдался медленный процесс деформирования. Причиной этому, повидимому, являлось лавинное разрушение структуры грунта действием нагрузок, которые существенно превосходили его структурную прочность. Поскольку в природных условиях нагрузки на грунт растут достаточно медленно, то при исследовании компрессионной просадочности следует также воспользоваться нагрузками порядка $0,1 \div 0,5 \text{ кгс/см}^2$, ступенчато-возрастающими до заданных значений. Очевидно в этом случае получим результаты, близко совпадающие с данными природных наблюдений.

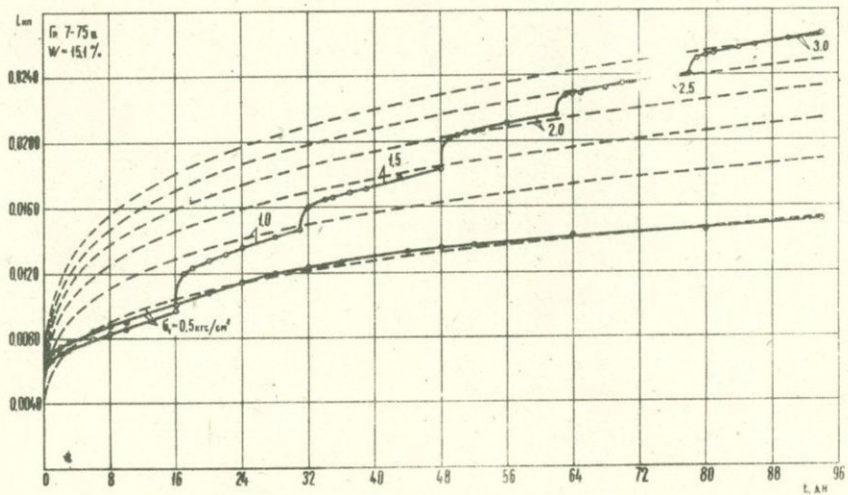


Рис. 2

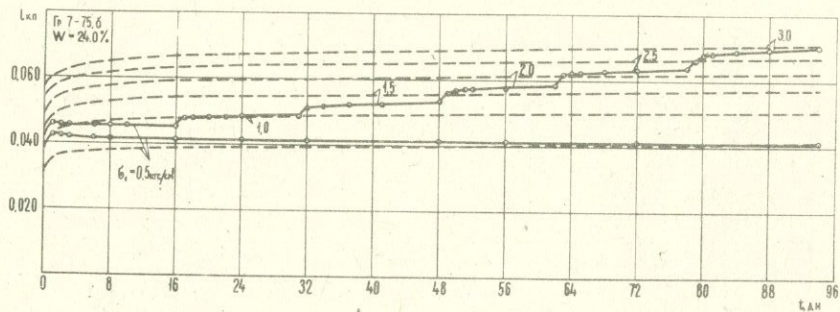


Рис. 3

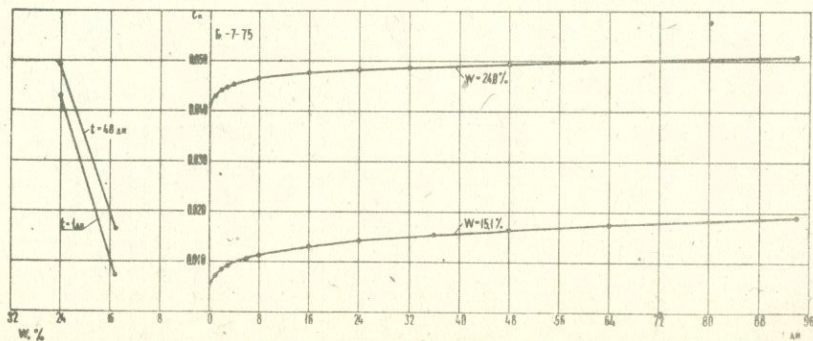


Рис. 4

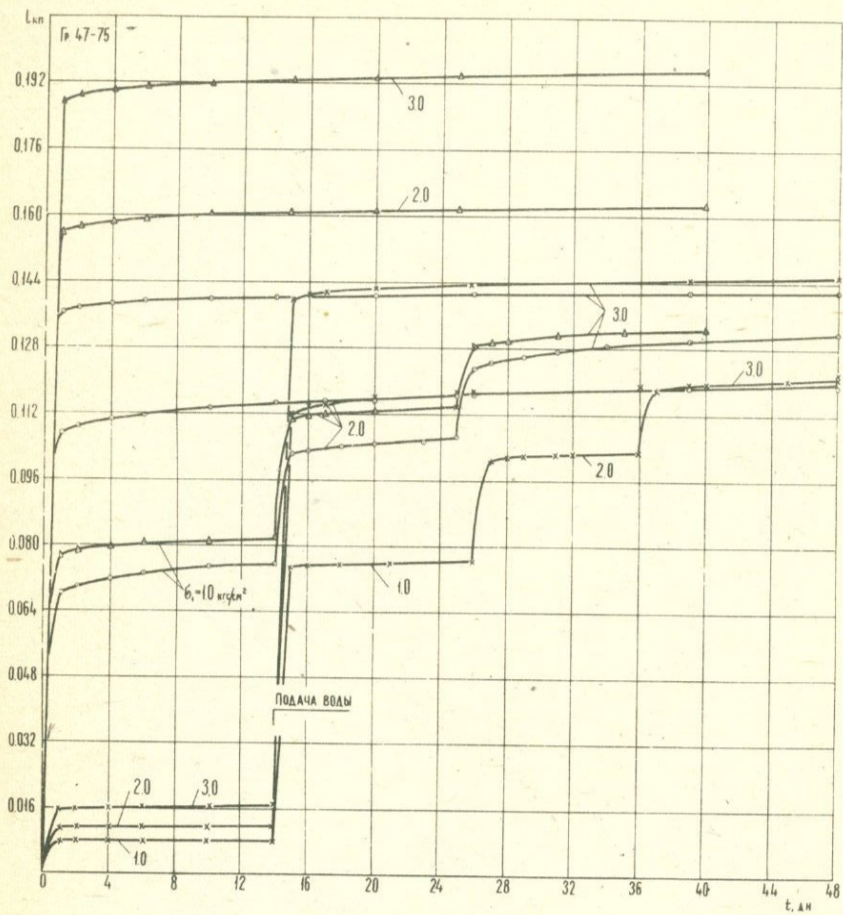


Рис. 5

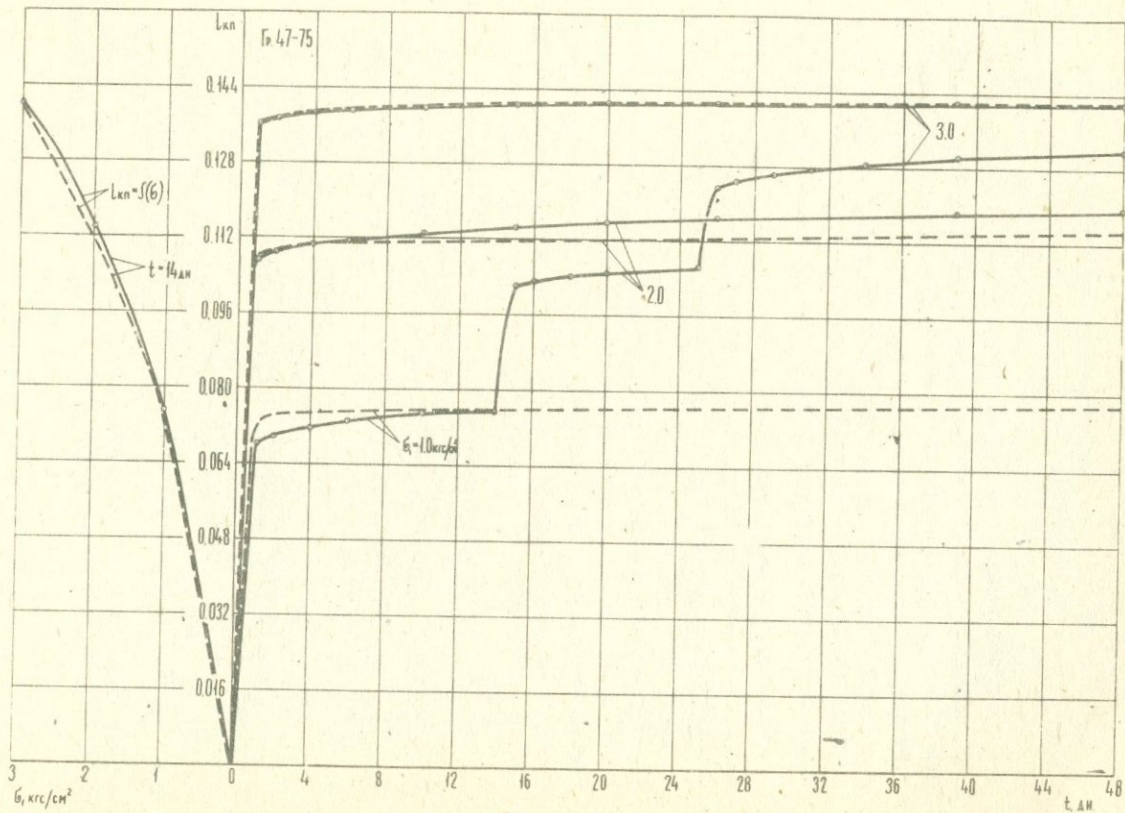


Рис. 6

ПОЛУЧЕСТЬ СКЕЛЕТА СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

С.Р.МЕСЧЯН, Р.Р.ГАЛСТЯН, Р.Г.БАДАЛЯН
(Ереван)

Ползучесть скелета слабых водонасыщенных глинистых грунтов, которые имеют широкое распространение в районах строительства крупных портовых и других инженерных сооружений, представляет большой интерес для их расчета по второму предельному состоянию - по предельным деформациям. К числу важнейших деформационных свойств указанных грунтов относятся компрессионная ползучесть скелета и их ползучесть при сдвиге.

I. Компрессионная ползучесть скелета. Не останавливаясь на методике определения компрессионной ползучести скелета слабых водонасыщенных глинистых грунтов, подробно изложенной в [4], отметим только, что для решения этого вопроса следует исключить влияние фактора фильтрации на их деформацию во время. Причем, критерий отсутствия влияния фактора фильтрации на указанный процесс может служить независимость относительных деформаций уплотнения от толщины испытываемых образцов и равенство нулю избыточного давления в поровой воде [4,5].

Влияние фактора фильтрации на процесс уплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов можно практически исключить как путем уменьшения толщины образцов, так и уменьшением величины ступени внешней уплотняющей нагрузки $\epsilon_{1,n}$. Установлено [4], что после предварительного уплотнения образцов толщиной 20 мм слабых грунтов нарушенного сложения нагрузками $\epsilon_{1,n} = 0,1 \div 0,25$ кгс/см² процесс их деформирования, при величине нагрузок $\epsilon_1 = 0,05 \div 0,2$ кгс/см² и двухстороннем отжатии поровой воды, в основном обусловлен ползучестью их скелета.

Исходя из вышеизложенного при исследовании компрессионной ползучести ила из Певека ($h = 20$ мм) образцы - близнецы грунта были предварительно уплотнены нагрузками $\epsilon_{1,n} = 0,125$ кгс/см², а ил из Архангельска - $\epsilon_{1,n} = 0,1$ кгс/см² и испытаны

в условиях двухстороннего отжатия поровой воды в приборах М-2 по методу испытания двух образцов- близнецов [4,5].

Водонасыщенный ил из Певека нарушенного сложения (лаб. № 35-72) испытан на ползучесть при постоянном и возрастающем ступенями по $0,05 \text{ кгс/см}^2$ напряжениях (рис.1). Архангельский ил естественного и нарушенного сложения (табл.1) испытан при приложении ступеней нагрузок $0,1 \pm 0,25 \text{ кгс/см}^2$. Причем, до $\sigma_1 = 0,425 \text{ кгс/см}^2$ все образцы - близнецы испытаны на ползучесть при ступенчато возрастающих нагрузках. Затем пара образцов была выдержана под этой нагрузкой до конца эксперимента, а другая пара была загружена еще двумя ступенями нагрузок (рис.2,3). Повторность опытов двух-трехкратная.

Таблица I

Лаб. № грунта	Сложение	Удель- ный вес, з г/см	Объем- ный вес, з г/см	Влаж- ность, %	Коеф. по- ристости	Число плюс- точнос- ти
43-73	естественное	2,70	1,66	51,3	1,46	18,20
44-73	нарушенное	2,70	1,73	47,7	1,31	18,20

На правых частях рис. 1-3 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые ползучести скелета, а на левых частях - кривые зависимости относительная деформация компрессионной ползучести ($\epsilon_{кп}$) - уплотняющее напряжение (σ_1), построенные по экспериментальным кривым ползучести ступенчато возрастающего напряжения [4,5].

В первом случае за исходную принята экспериментальная кривая ползучести, полученная при постоянном напряжении $\sigma_1 = 0,05 \text{ кгс/см}^2$, а во втором случае - кривая, соответствующая первой ступени напряжения $\sigma_1 = 0,1 \text{ кгс/см}^2$. Экспериментальные кривые ползучести аппроксимированы степенной функцией вида [5]

$$\epsilon_{кп}(t) = A_0 \cdot t^{m_0}, \quad (I)$$

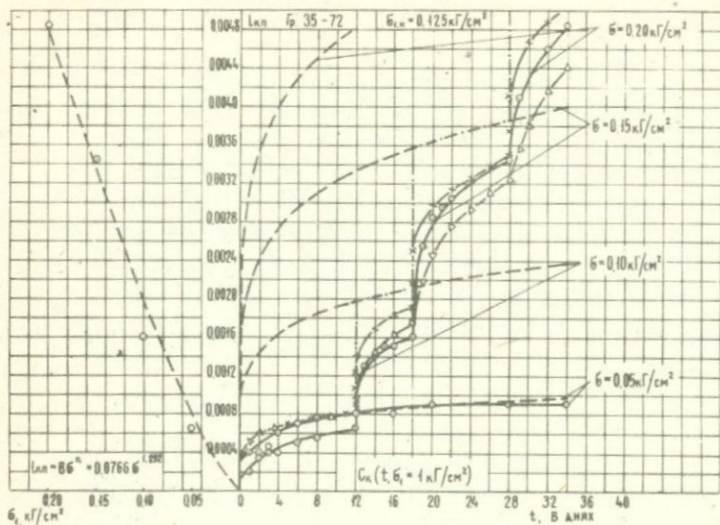


Рис. 1

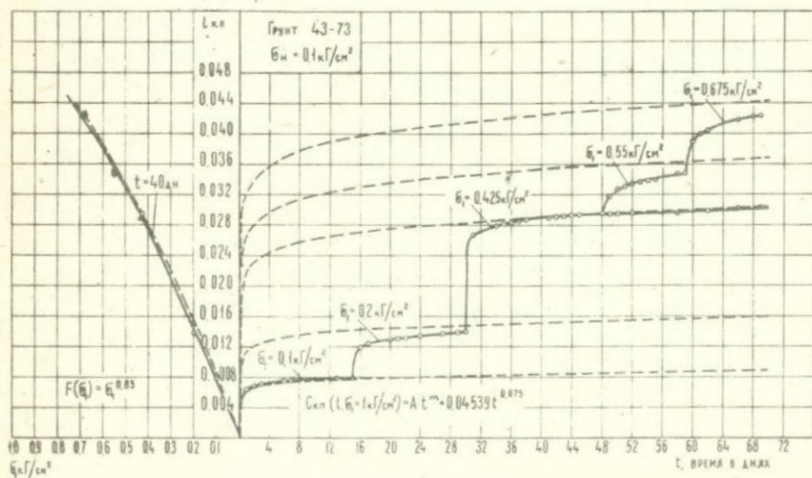


Рис. 2

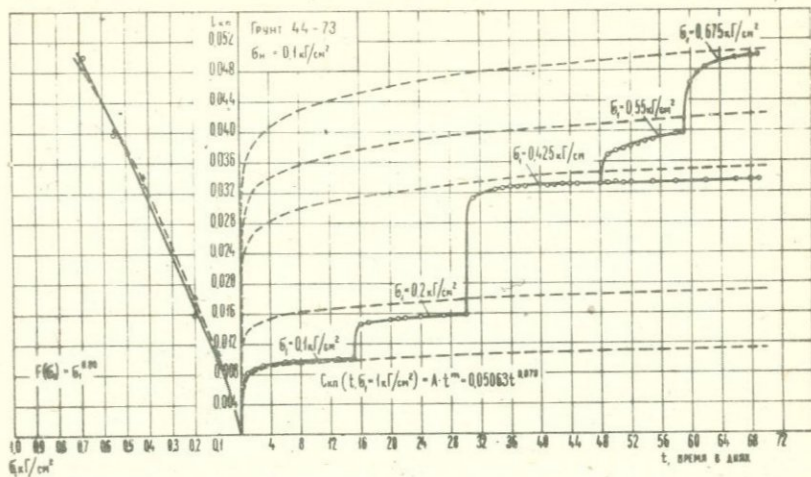


Рис. 3

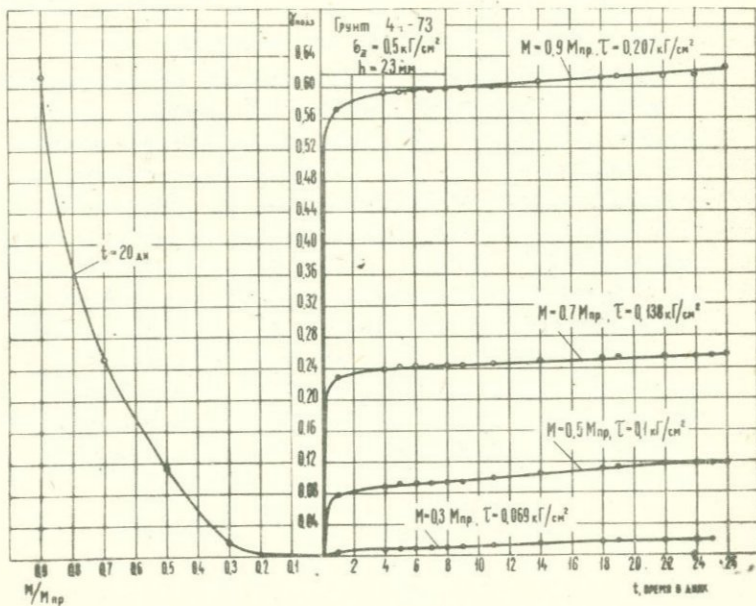


Рис. 4

а кривые зависимости $l_{кн} = f(\sigma_1)$ - следующим соотношением:

$$l_{кн} = B \cdot \sigma_1^n, \quad (2)$$

где A_0, m_0, B и n - определяемые из опыта параметры (табл.2).

Используя данные таблицы 2 определен параметр A , входящий в выражение меры ползучести $C_K(t)$, и получено уравнение ползучести [5]:

$$l_{кн}(t) = C_K(t) \cdot F(\sigma_1) = A \cdot t^m \cdot \sigma_1^n, \quad (3)$$

где $F(\sigma_1) = \sigma_1^n$ - функция напряжения, учитывающая нелинейную ползучесть.

Таблица 2

Лаб. № № грунтов	A_0	$m = m_0$	B	n	A
35-72	0,00052	0,176	0,0766	1,292	0,02494
43-73	0,0064	0,075	0,05624	0,85	0,04539
44-73	0,0071	0,078	0,07586	0,80	0,05063

Сравнение данных испытания архангельского илва естественного и нарушенного сложения показывает, что нарушение сложения (структуры) приводит к некоторому увеличению деформации ползучести (в среднем на 14 %). Причем это в том случае, когда начальная плотность образцов нарушенного сложения несколько выше плотности образцов естественного сложения, а влажность меньше на 3,3 %. Очевидно, что при равных значениях начальных объемных весов и влажности указанное расхождение, в рассматриваемых пределах напряжения, было бы несколько выше.

Однако следует отметить, что при сравнительно высоких значениях уплотняющего напряжения, в результате давяного разрушения естественной структуры грунта, деформации ползучести естественного и нарушенного сложений не будут существенно отличаться друг от друга.

Сопоставление кривых ползучести, построенных по выражению (3), с экспериментальными кривыми (определенными при ступенчатом возрастании нагрузок) показывает, что при одинаковых значениях напряжений они практически совпадают. Это свидетельствует о применимости метода испытания двух образцов - близнецов для определения параметров компрессионной ползучести.

В целях проверки применимости использованной нами методики для определения параметров компрессионной ползучести скелета на рис. I приведены также результаты описания процесса ползучести при ступенчато возрастающем напряжении по теориям строения (штрих-пунктир), упрочнения (штрих-треугольник) и наследственной ползучести (штрих-крестик) [1, 2, 6], полученные графическим методом [6, 5]. Как видно из рис. I, кривые, построенные по указанным теориям, в целом хорошо согласуются с экспериментом. Лучше всего этот процесс описывают теории упрочнения и наследственной ползучести.

Изложенное еще раз подтверждает возможность применимости испытания двух образцов-близнецов для определения параметров ползучести.

Ц. Ползучесть при сдвиге. Исследование ползучести деформации сдвига аркангельского ила № 44-73 нарушенного сложения (см. таблицу I) выполнено испытанием на кручение кольцевых образцов на приборах НИС ГИДРОПРОЕКТ, модернизированных одним из авторов статьи [4, 5]. Испытаны водонасыщенные образцы - близнецы, формованные из перемятого грунта (влажность 49,2%), после 55-ти дневного предварительного уплотнения напряжением $\bar{\sigma}_z = 0,5 \text{ кгс/см}^2$. Три образца-близнеца испытаны на ползучесть при постоянных относительных крутящих моментах $M_{кр} / M_{пр.ст.} = 0,3; 0,5; 0,7; 0,9$.

В процессе фиксировались как вертикальные (объемные) деформации образцов, так и деформации сдвига, которые замерялись на их наружных гранях прогибомерами системы Максимова.

Касательные напряжения, действующие на местах замера деформации сдвига, определялись расчетным путем [5].

Результаты испытания образцов - близнецов мала на ползучесть показаны на правой части рис.4. На левой части того же графика приведена кривая зависимости $\gamma_n - M_{кр}/M_{пр.ст.}$ (γ_n - относительная деформация сдвига).

Опыты показывают, что в отличие от глинистых грунтов, обладающих значительной структурной прочностью, стадия затухающей деформации ползучести мала очень короткая, то есть через 4 - 6 дней после момента загрузки она переходит в стадию течения (установившейся ползучести). Примечательным является то, что даже при очень небольших относительных крутящих моментах (касательных напряжениях) затухающая деформация переходит в течение и относительная деформация сдвига достигает весьма больших значений ($\gamma_n \approx 0,62$) в условиях квазического сдвига (сжатия) без какого либо признака нарушения сплошности образца.

Из изложенного следует, что испытанный мл не обладает предельным напряжением сдвига (порогом течения, порогом установившейся ползучести) $\tau_0 = 0$. Это значит, что практически при любых уровнях касательного напряжения, после небольшого периода затухающей ползучести, деформации сдвига протекают в стадиях течения с постоянной или возрастающей скоростью. Доказательством этому могут служить экспериментальная зависимость касательное напряжение τ - относительная деформация течения γ_{II} (рис.5), построенная на основании семейства экспериментальных кривых деформации течения и график зависимости касательное напряжение τ - относительная скорость течения $\dot{\gamma}$ (рис.6).

Нам представляется, что условие равенства нулю предельного напряжения сдвига ($\tau_0 = 0$), наряду с другими показателями (высокая пористость, влажность, большая сжимаемость, небольшая прочность и т.п.), может служить важной критерией, характеризующей слабый водонасыщенный грунт. Это значит, что к слабым водонасыщенным грунтам могут быть отнесены грунты, которые обладают свойством идеально-вязкой среды Ньютона.

Приняв за основу кривую течения, соответствующую касатель-

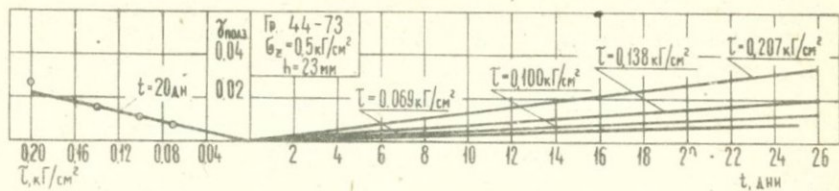


Рис. 5

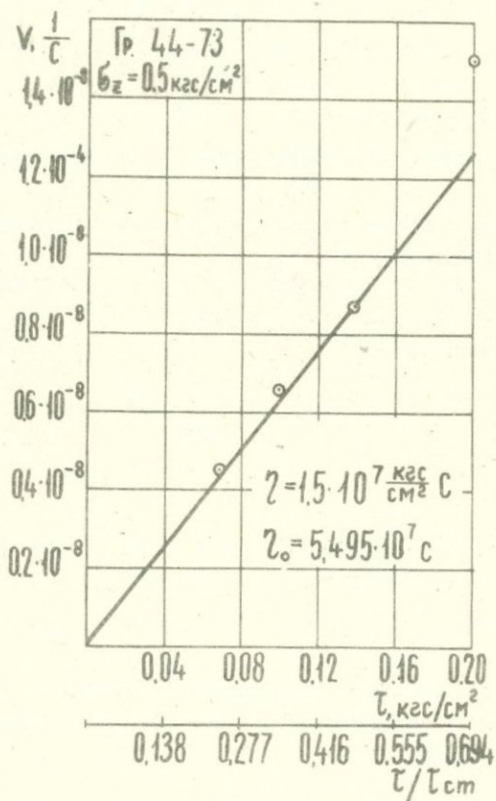


Рис. 6

ному напряжению $\tau = 0,138 \text{ кгс/см}^2$ (рис.5) определены:

а) величина относительной скорости деформации течения или при данном значении τ :

$$V(\tau = 0,138 \text{ кгс/см}^2) = \frac{0,015}{20} = 0,00075 \frac{\text{I}}{\text{день}} = 0,87 \cdot 10^{-8} \frac{\text{I}}{\text{сек.}} \quad (4)$$

б) относительную скорость течения при $\tau = 1 \text{ кгс/см}^2$;

$$K = \frac{V(\tau = 0,138 \text{ кгс/см}^2)}{\tau} = \frac{0,00075}{0,138} = 0,00543 \frac{\text{I}}{\text{день}} = 0,63 \cdot 10^{-7} \frac{\text{I}}{\text{сек}} \quad (5)$$

в) коэффициент вязкости

$$\eta = \frac{\text{I}}{K} = 1,59 \cdot 10^7 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2 \text{ сек}} = 1,59 \cdot 10^{13} \text{ цпуэ}. \quad (6)$$

Используя понятие относительного касательного напряжения $\tau / \tau_{\text{ст}}$ и учитывая, что $\tau_{\text{ст}} = 0,288 \text{ кгс/см}^2$, то для $\tau = 0,138 \text{ кгс/см}^2$ будем иметь $\tau / \tau_{\text{ст}} = 0,478$. Тогда величину относительной скорости течения K_0 при $\tau / \tau_{\text{ст}} = 1$ получим из выражения:

$$K_0 = \frac{V(\tau / \tau_{\text{ст}} = 0,478)}{\tau / \tau_{\text{ст}}} = \frac{0,87 \cdot 10^{-8}}{0,478} = 0,183 \cdot 10^{-7} \frac{\text{I}}{\text{сек}} \quad (7)$$

Учитывая (7) определим величину коэффициента относительной вязкости из следующего соотношения:

$$\eta_0 = \frac{\text{I}}{K_0} = \frac{0,478}{0,87 \cdot 10^{-8}} = 5,495 \cdot 10^{-7} \text{ сек.}$$

Полученное значение коэффициента вязкости или более чем на порядок ниже коэффициентов вязкости глин твердой консис-

тенции [3].

В заключение, не останавливаясь на вопросе аппроксимации кривых ползучести или при сдвиге, можно отметить, что в качестве выражения деформации ползучести возможно успешно использовать уравнение Максвелла [4].

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Арутюнян Н.Х. - Некоторые вопросы теории ползучести. М. - Л., Гостехиздат, 1952.
2. Качанов Л.М. - Теория ползучести. М., Физматгиз, 1960.
3. Маслов Н.Н. - Длительная устойчивость и деформация подпорных сооружений. М., "Энергия", 1968.
4. Месчян С.Р. - Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, Изд. АН Арм.ССР, 1967г.
5. Месчян С.Р. - Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., "Недра", 1974.
6. Работнов Ю.Н. - Ползучесть элементов конструкции. М., "Наука", 1966.

О МЕТОДИКЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РЕЛАКСАЦИИ НАПРЯЖЕНИЯ
В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ ПРИ СДВИГЕ

С.Р.МЕСЧЯН, Р.А.ПОСТОЛАКЯН

(ЕГУ и Кир. фил. ЕрПИ)

При проектировании оснований сооружений, прогнозе деформирования естественных склонов и откосов земляных сооружений, следует учесть реологические свойства грунтов - ползучесть, длительная прочность и релаксация напряжений. Если вопросы ползучести и длительной прочности грунтов в настоящее время исследованы достаточно хорошо, то это нельзя сказать о релаксации напряжений грунтов.

Исследование релаксации напряжений грунтов имеет важное значение не только для определения закономерности изменения напряжений во времени и их перераспределения в массиве грунта, но и для определения закономерности ползучести грунтов [1,2]. Последнее имеет большое практическое значение, так как оно существенно сокращает сроки определения характеристик ползучести грунтов.

В исследовательской практике нашли применение приборы для одноосного сжатия и компрессионно-релаксационные приборы. В этих приборах для измерения изменчивости напряжений во времени, применяются динамометры большой жесткости и электронно-измерительная аппаратура. Отметим, что последняя не всегда обеспечивает стабильность показаний. Приборы предназначенные для исследования релаксации касательных напряжений нам неизвестны.

В настоящей работе, которая призвана несколько восполнить этот пробел, дано описание прибора М-5 [3], приспособленного для исследования релаксации касательных напряжений и приведены некоторые предварительные экспериментальные результаты. Для исследования релаксации крутящих моментов использован механический способ измерения при достаточно большой жесткости системы.

Релаксационно-сдвиговой прибор представляет собой жесткую двухъярусную раму на которой смонтированы: рабочий стакан, рычажная система для создания вертикальной нагрузки, механизм кручения с винтовым приводом, измерительные приборы и приспособления.

Рабочий стакан, в котором осуществляется предварительное

уплотнение и скручивание (сдвиг) образца, состоит из нижней неподвижной обоймы в котором помещен неподвижный нижний рифленый диск (фильтр). Для подачи воды в дне предусмотрены штуцера, Уплотняющая нагрузка и крутящий момент передается образцу грунта посредством верхнего штампа (фильтра).

Создаваемая рычажной системой, соотношением сторон 1:10, вертикальная нагрузка передается на образец грунта через стальной шарик, шарикоподшипник качения (10), шток-шпиндель и переходник, который ввинчен в верхний штамп.

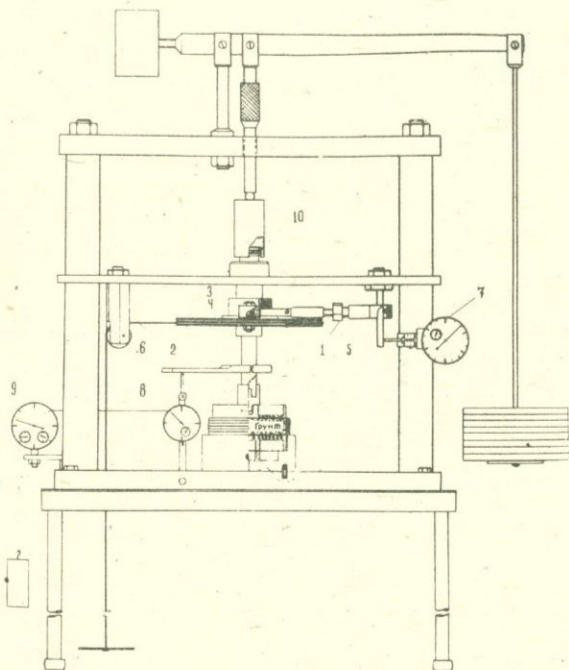


Рис. I

Начальное сдвигающее напряжение (перемещение) передается на образец грунта с помощью тяги, посредством вращения винта (1) через механизм кручения, который состоит из диска (2) диаметром

200 мм, подвешенного на направляющем (3) штоке-шпинделе при помощи соединительного кольца (4) через шарикоподшипник качения. Шток-шпиндель соединен с верхним штампом через переходник.

Тяга, с помощью которой передается напряжение образцу грунта, шарнирно соединена с диском (2) и с упругой планкой (5). Тяга опирается в упругую планку через стальной шарик. К нижнему концу стальной планки (5) опирается ножка индикатора (7) часового типа, с ценой деления 0,001мм, с помощью которого производится тарировка упругой планки (5). При тарировке созданная гириями усилие передается к упругой планке через тягу (6). Изменяемость крутящих моментов было определено по показаниям индикатора (7).

Вертикальная деформация образца грунта измеряется индикатором (8) часового типа ценой деления 0,01мм. Ножка индикатора (8) опирается на планку, закрепленную на штоке-шпинделе. Деформация сдвига измеряется и контролируется прогибомером (9) системы Максимова с ценой деления 0,01мм. Деформация сдвига передается на прогибомер проволокой огибающей его ролик. Один конец проволоки закреплен на крутящем верхнем штампе, а на другом конце подвешен груз весом 1 кг.

В приборе испытываются сплошные круглые образцы диаметром 10мм. и высотой от 15 до 40мм. Образец грунта снаружи окружается набором колец, которые воспрепятствуют его боковому расширению при уплотнении, а при кручении свободно перемещаются друг относительно друга вместе с грунтом, не мешая его деформации сдвига (кручению).

На рис. 2 приведены кривые релаксации общих крутящих моментов при разных величинах уплотняющих давлений для Артаватской глины (таблица I), отобранной из шурфа глубиной 2м.

таблица I.

δ г/см ²	$\delta_{уд}$ г/см ³	W _e %	W _p %	W _{г.} %
1,85	2,56	23,60	22,54	38,57

Образцы подвергались предварительному уплотнению в течение 35 дней под давлениями 1, 2 и 3 кгс/см². Ступени уплотняющей нагрузки были равны 0,25 кгс/см². Каждая ступень уплотняющей нагрузки прикладывалась на грунт после условной стабилизации

деформаций от действия предыдущих ступеней нагрузок. За условную стабилизацию осадки образца грунта принималась скорость осадки равная 0,02мм за 24 часа. Вода подавалась к грунту после приложения уплотняющего давления равному бытовому давлению и опыты проводились при водонасыщенном состоянии грунта.

После предварительного уплотнения к образцам грунта прикладывались начальные крутящие моменты.

Созданная начальным крутящим моментом практически мгновенная сдвиговая деформация поддерживалась постоянной в пределах точности эксперимента. Показания индикатора, измеряющего величину крутящего момента, снимались через 1,3,5,10,30 минут и через 1,2,4,8,16 часов и затем два раза в сутки до стабилизации показаний индикатора. Показание индикатора считалось стабилизированным, когда оно не менялось в течение трех суток. На рис. 2 приведены кривые релаксации общих крутящих моментов для первых пяти часов.

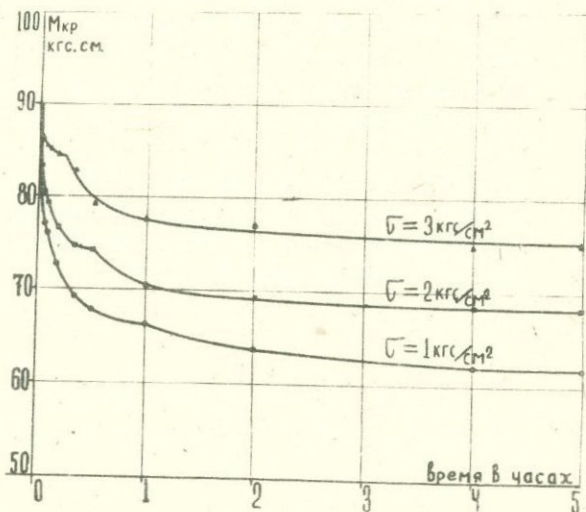


Рис. 2.

Образцам грунта, находящимся под разными уплотняющими давлениями, передавались одинаковые крутящие моменты (при разных перемещениях) и измерялись изменения крутящих моментов во времени при практически постоянной деформации сдвига.

Как видно из кривых релаксации, чем больше уплотняющее давление, тем меньше уменьшение общих крутящих моментов, при чем в начале опыта в течение 15 - 60 минут (в зависимости от величины уплотняющего давления) наблюдается более интенсивное падение величин общих крутящих моментов, которое по видимому обусловлено рассеиванием порового давления.

В заключении отметим, что предлагаемая механическим способом измерение изменчивости крутящих моментов во времени дает возможность определить релаксационные свойства грунтов с достаточной точностью. В опытах постоянство заданных деформаций обеспечивалось с точностью до 7%, при этом изменения коэффициента пористости образцов не превышали 0,001.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. М.Ю.Абелев, А.З.Попов. Исследование связи между ползучестью при сжатии и релаксацией напряжений в слобых глинистых грунтах. "Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов". Ереван, изд. ЕГУ, 1973.
2. С.Р.Месчян. "Ползучесть глинистых грунтов", Ереван, изд. Академии наук Арм.ССР. 1967.
3. С.Р.Месчян. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге. "Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов". Ереван, изд. ЕГУ. 1973.

ВЛИЯНИЕ ВРЕМЕННЫХ ПРОЦЕССОВ НА ФОРМИРОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ СВАИ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

МЕТС М.А.

(ГПИ "Эстпромпроект")

Для изучения процессов, которые сопровождают формирование несущей способности свай в различных инженерно-геологических условиях, ГПИ "Эстпромпроект" проведена специальная серия опытов свай-зондами. Последние позволяли в отдельности измерять боковое трение и сопротивление острия и изучать самовлияние их во времени.

Опыты были проведены в ленточных глинах, слабых морских и озерно-ледниковых супесях и текучей супесчаной морене, свойства которых приведены в таблице I.

Таблица I

Наименование грунта	W	γ_p	$f_{\text{макс}}$	$C_{\text{макс}}$	E
			$f_{\text{порог}}$	$C_{\text{порог}}$	
Ленточная глина	70	30	12^0	$0,12$	5
			0	$0,10$	
Морские супеся	28	6	30^0	$0,1$	40
			8^0	$0,09$	
Озерно-леднико- вые супеся	25	5	32^0	$0,1$	150
			15^0	$0,25$	
Текучая морена	17	5	30^0	$0,1$	100
			20^0	$0,25$	
Морской песок	25	-	33^0	$0,1$	200
			20^0	$0,25$	

По условиям работы названные опыты можно разделить на три группы. Первая серия опытов характеризует работу свай в одно-

родном грунте: в ленточных глинах, в морских супесях и текучей морене. Вторая серия - сваи, которые забиты через слабые глинистые грунты до более прочных (через морские супеси до озерно-ледниковых супесей). Третья серия проведена со сваями, которые забиты через 4,5 м слой морских песков на 0,3 м в ленточные глины.

Сопротивление сдвигу грунтов определено на одноплоскостных приборах по схеме неконсолидированного дренированного сдвига, по методике, которую предложили Эстонские грунтовые нормы и которая дает для слабых глинистых грунтов минимальные значения τ макс. При обработке результатов сдвиговых опытов по графикам зависимости сдвиговых деформаций от сдвиговых напряжений ($\lambda = f(\tau)$) определено сопротивление сдвигу при пределе пропорциональности при сдвиге и максимальное сопротивление сдвигу. Оба они подчиняются закону Кулона и характеризуются углом внутреннего трения и сцеплением.

Предел пропорциональности при сдвиге (τ порог) характеризует конец прямолинейного участка на графике $\lambda = f(\tau)$ и появление процессов ползучести на плоскости сдвига. По данным Л.Бьеррума [1] τ порог по величине равно $C_{и}$ - сопротивлению сдвига по неконсолидированному-недренированному сдвигу. При нагрузке τ порог включены в работу два компонента сцепления по Н.Маслову [2] - жесткое и коллоидное сцепление. Пески и супеси при τ порог характеризует некоторая величина внутреннего трения, которая по всей вероятности не столько связана с трением (в классическом понимании) сколько с появлением компонента зацепления, который тоже растет с ростом нормальной нагрузки σ и с ростом плотности грунта. При нагрузках выше τ порог, исчерпывается полностью жесткое сцепление и включается в работу компонент трения. При τ макс сопротивление сдвигу состоит из коллоидного сцепления и из внутреннего трения.

Слабые глины и суглинки при τ порог до величин (σ лав) - лавинного нарушения структуры слабого глинистого грунта [3], характеризует только компонент сцепления. σ лав для ленточных глин наступает при нагрузке 0,5...0,8 кг/см². При нагрузках выше σ лав τ порог=0. τ макс при нагрузках выше σ лав даже нарас-

тает из-за роста компонента трения после разрушения структуры.

τ порог в слабых супесях и песках характеризуется двумя компонентами - φ порог и C порог.

Для обработки результатов испытания сваи использовали методику ГПИ "Эстпромпроекта", которая позволяет учитывать временные явления и характеризовать физические изменения в работе сваи с ростом нагрузки. Зависимость между осадкой головы сваи и временем для всех ступеней нагрузок имеет форму $S = a t^b$ (S - осадка, t - время, a и b - коэффициенты, которые определяются по данным опыта). Коэффициент "а" характеризует как бы мгновенную осадку, а коэффициент "в" изменение осадки во времени. Зависимость названных коэффициентов от нагрузки позволяет правильнее определить все физические изменения работы сваи.

Изучение характера работы сваи. Основная схема работы свай, которая с некоторыми допущениями характеризует различные инженерно-геологические условия в основании сваи, приведена на рис. I.

Первый график на рис. I характеризует зависимость осадки от нагрузки $S = f(P)$, второй график - зависимости величин нагрузок на боковое трение и на острие от общей нагрузки ($P_{бок.} = f(P)$ и $P_{ост} = f(P)$), а третий - зависимость $\xi = f(P)$. Используя названные три графика можно в работе сваи выделить пять характерных нагрузок.

Нагрузка P_1 (зацепление) характеризует работу сваи в упругой стадии, когда временные явления полностью отсутствуют. Вся нагрузка воспринимается в основном боковым трением и удельная величина бокового трения равна по величине жесткой, составляющей сцепление.

Нагрузка P_2 по величине равна максимальной величине бокового трения сваи. В проведенных опытах 10...35 % нагрузки при P_2 воспринимало острие сваи, но при дальнейшем нагружении от P_2 до P_3 боковое трение достигало своего максимума, рост его при этом равен по величине нагрузке, которую при P_2 воспринимало острие. Максимальная величина удельного бокового трения в однородном грунте равна τ порог. Влияние компонента φ порог с глубиной определяется по правилу А. Весича [4]. Если сваи забиты через слабые грунты до более прочных, то величина бокового трения растет с ростом сопротивления острия. Если под более прочным грунтом залегает менее

прочный грунт, то величина бокового трения зависит от τ порог менее прочного грунта.

Нагрузка P_3 (предел пропорциональности) характеризует конец прямолинейной зависимости между осадкой головы сваи и нагрузкой на острие. Осадка сваи связана с уплотнением грунта под острием сваи. Уплотнение происходит за счет ползучести скелета грунта и за счет процессов консолидации грунта под острием сваи. Величина нагрузки под острием при P_3 довольно точно определяется по расчетным схемам предельного равновесия, если при расчете использовать величины φ порог и C порог грунта под острием.

Величины P_2 и P_3 определяются по графику $\epsilon = f(P)$. До нагрузки P_2 этот коэффициент " ϵ " прямолинейно растет с ростом нагрузки, а в дальнейшем до нагрузки P_3 он является постоянной величиной. За P_3 наблюдается скачкообразный рост коэффициента " ϵ " и начинается нелинейный участок деформирования грунта под острием сваи. Осадки при этом относительно большие и незатухают долгое время и связаны они с уплотнением грунта под острием сваи и выдавливанием грунта из-под острия сваи.

Нагрузка P_4 характеризует предельное состояние, а P_5 критическое состояние основания сваи. Для определения предельного состояния надо использовать схему предельного равновесия сдвиговыми характеристиками при τ макс.

Проведенные опыты показали, что распределение нагрузки между боковым трением и острием сваи происходит не мгновенно. В зависимости от инженерно-геологических условий в основании сваи и от величины нагрузки это распределение может иметь различный характер и его продолжительность во времени может изменяться в самых широких пределах.

Только до нагрузки P_1 установление нагрузки на боковое трение и на острие в различных инженерно-геологических условиях происходит практически мгновенно. Это связано с тем, что сдвиговые напряжения на боковой поверхности сваи меньше жесткого сцепления. Величина жесткого сцепления, как показывают проведенные опыты, зависит от длительности отдыха сваи. После забивки сваи она равна 0 и в ходе отдыха ее рост тем больше, чем тверже консистенция грунта. В кембрийских глинах удельное боковое трение при P_1 достигало 5 т/м^2 , а в ленточных глинах его величина $0,15 \dots 0,3 \text{ т/м}^2$.

При нагрузках выше P_1 начинается уже перераспределение между боковым трением и сопротивлением острья. На рис. 2 приведена кривая I, которая характеризует это перераспределение в интервале нагрузок $P_1 \dots P_2$.

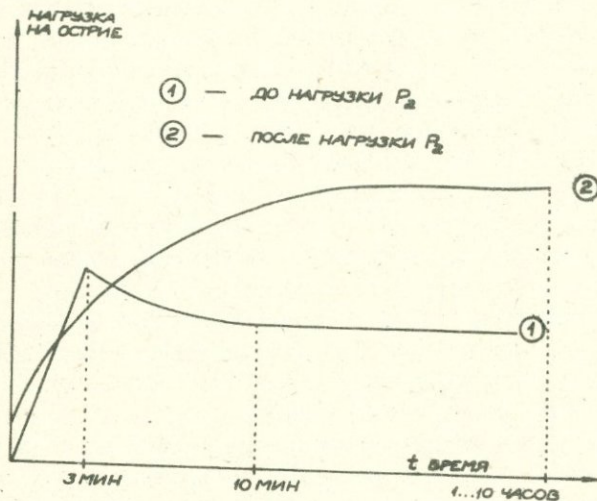


РИС. 2 ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ ИЗМЕНЕНИЕМ НАГРУЗКИ НА ОСТРИЕ И ВРЕМЕНЕМ

Основную нагрузку в этом интервале воспринимает боковое трение, но в начале каждой ступени нагрузки в течение 3 мин на острие падает 20...70 % от ступени нагрузки (часть, падающая на острие тем больше, чем прочнее грунт под острием). В дальнейшем начинается перераспределение и в течение 10...30 мин доля нагрузки на острие уменьшается в 2...3 раза. Это перераспределение вызвано влиянием скорости нагружения на удельное боковое трение и на несущую способность свай (таблица 2).

При быстром нагружении из-за отсутствия полного перераспределения боковое трение не успевает полностью развиваться и быст-

рее достигается критическая нагрузка под острием сваи. По величине разница между удельными боковыми трениями при быстром и медленном нагружениях равна жесткому сцеплению грунта.

Таблица 2

Зависимость удельного бокового трения от скорости нагружения в ленточных глинах.

Продолжительность ступени нагрузки	10"	3'	20'	2 часа	По ГОСТу (приращение осадки 0,1мм за 2часа)
τ бок т/м ²	0,90	0,95	1,05	1,10	1,10

Опыты, проведенные в слабых глинистых грунтах, показали, что время отдыха практически не влияет на величину P_2 и на величину удельного бокового трения (таблица 3) и что последняя для слабых глинистых грунтов равна C порог. Если сваи забиты в грунты, которые имеют твердую или пластичную консистенцию, то время отдыха сильно влияет на величину удельного бокового трения, которое растёт в некоторых грунтах 10...20 раз. Это объясняется различным соотношением компонентов сцепления твердых и текучих грунтов и тем структурные связи слабых грунтов в ходе забивки нарушаются мало, а в грунтах, которые имеют твердую консистенцию они почти полностью исчезают.

При нагрузках выше P_2 характер перераспределения между боковым трением и сопротивлением острия изменяется (кривая 2 на рис. 2). В интервале нагрузок от P_2 до P_3 в начале каждой ступени нагрузка в основном передается на боковое трение, но сразу начинается перераспределение и в течение 2...10 часов практически основная доля нагрузки передается на острие. Для описания характера перераспределения между боковым трением и сопротивлением острия больше всего подходит степенная зависимость. Часть нагрузки, которая в интервале нагрузок от P_2 до P_3 , остается на боковое трение, по величине равна сопротивлению острия при P_2 .

Длительность процесса перераспределения (до практического затухания) зависит от инженерно-геологических условий в основании сваи (чем больше соотношение удельного сопротивления острия

при пределе пропорциональности к величине удельного бокового трения, тем быстрее протекает процесс перераспределения). Если сваи забиты через слабые грунты до поля прочных грунтов, то перераспределение протекает относительно быстро (в течение I часа). В слабых глинистых грунтах время перераспределения растет с ростом глинистости грунта (в ленточных глинах его величина 2...6 часов, в морских супесях 1...3 часов). Длительное время перераспределения характеризовало сваи в текучей морене (до 8...10 часов) и сваи, которые были забиты через морские пески в ленточные глины (8...12 часов).

При нагрузках выше P_3 характер перераспределения нагрузки между острием и боковым трением принципиально не изменяется. В начале ступени всю нагрузку воспринимает боковая поверхность сваи, но сразу начинается перераспределение и в течение 3...12 часов вся нагрузка передается на острие.

Во время перераспределения нагрузки между боковым трением и сопротивлением острия при нагрузках между P_3 и P_4 зависимость между осадкой и временем не подчиняется степенному закону. Это связано с ростом нагрузки на острие и с некоторым ростом интенсивности осадки сваи во времени. После окончания перераспределения нагрузки между боковым трением и острием зависимость между осадкой и временем начинает подчиняться степенному закону. Величина коэффициента " n " всегда меньше 0,5...0,7 (даже при больших осадках головы сваи), что указывает на то, что в интервале нагрузок от 0 до P_4 мы имеем дело с затухающими процессами. Только в исключительных случаях могут появиться незатухающие процессы при нагрузке P_4 и может наступить критическое состояние основания сваи.

Подобные явления имели место со сваями, которые забиты в ленточные глины и которые отдыхали две недели, и со сваями, которые были забиты через морские пески в ленточные глины. Для этих свай при нагрузке P_4 при больших скоростях осадки наблюдалось падение удельного бокового трения на величину жесткого сцепления и соответствующая передача нагрузки на острие. Обычно суммарная величина падения бокового трения была достаточная, чтобы вызвать появление критического состояния под острием сваи. Для этих свай

является характерным изменение коэффициента " β " при нагрузке P_4 . В начале ступени $\beta = 0,3 \dots 0,4$, в момент, когда удельное боковое трение равно $\bar{\tau}$ порог $\beta = 0,5 \dots 0,7$ и при наступлении критического состояния $\beta \geq 1$, что указывает на полное исчерпание сопротивления сдвигу основания сваи.

Влияние напряженного состояния вокруг свай. Характер инженерно-геологического разреза влияет на процессы перераспределения бокового трения и формирует величину удельного бокового трения, определяя при этом напряженное состояние вокруг свай. Если сваи забиты в однородные слабые глинистые грунты, то как показывают проведенные испытания, удельное боковое трение равно $\bar{\tau}$ порог. Величина $\bar{\tau}$ порог для конкретного глинистого грунта зависит от геологической истории этого грунта, от его глинистости и числа пластичности. Влияет на величину $\bar{\tau}$ порог и консистенция грунта, но ее влияние намного меньше, чем влияние выше названных факторов и учитывая сложность точного определения ее величины, вряд ли можно согласиться с рекомендациями различных свайных норм, определить величину удельного бокового трения по показателю консистенции.

Обработка результатов свайных опытов прямо показала, что величина бокового трения зависит от сопротивления острия. Проведенные в морских супесях испытания свай с различным диаметром и различной длиной показали, что удельное боковое трение этих супесей равно $0,9 \text{ т/м}^2$ и не зависит от глубины и от диаметра сваи. Забивка сваи на $1 \dots 3$ диаметра в озерно-ледниковые супеси (залегающие под морскими супесями), несущая способность и деформативность которых $2 \dots 3$ раза больше, чем у морских супесей, вызвала рост удельного бокового трения примерно 2 раза до $1,6 \text{ т/м}^2$. Это указывает на различный характер работы свай в слабом грунте и в условиях, когда сваи забиты через слабые грунты до плотных. Когда сваи забиты до более прочных грунтов, то из-за малой деформативности грунта под острием при P_2 на острие падает несколько повышенная нагрузка, чем в слабых грунтах. При нагрузках от P_2 до P_3 острие вернет свою долю боковому трению, вызывая рост бокового трения за счет реализации компонента зацепления или внутреннего трения.

Влияние сопротивления острия на боковое трение изучено железобетонными сваями, которые забиты через ленточные глины в морену

и водноледниковые пески в г. Пярну. На рис. 3 дана зависимость между удельным боковым трением свай в ленточных глинах и пределом пропорциональности грунта под острием свай.

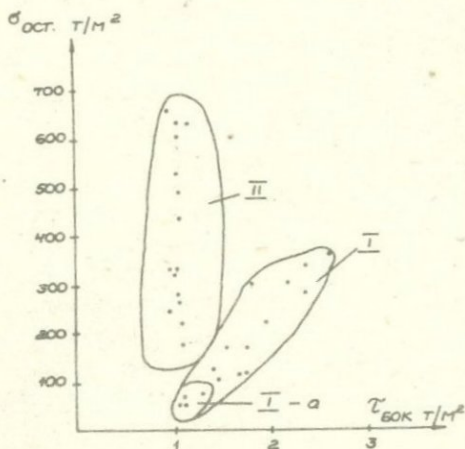


РИС. 3 ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ ПРЕДЕЛОМ ПРОПОРЦИОНАЛЬНОСТИ ПОД ОСТРИЕМ И УДЕЛЬНЫМ БОКОВЫМ ТРЕНИЕМ

Первую группу на чертеже составляют сваи с сечением 30 х 30 см, которые состоят из одного звена. Для этих свай является характерным рост бокового трения с ростом предела пропорциональности грунта под острием. На рисунке отдельно выделена группа I-а, которая характеризует сваи, острие которых находится в ленточных глинах. Для таких свай удельное боковое трение равно $\tau_{порог} I \dots I, 2 \text{ т/м}^2$. На остальные сваи из первой группы влияет уже рост несущей способности острия, которая вызывает рост бокового трения до $2,5 \text{ т/м}^2$. Во второй группе приведены составные сваи с жестким стыком, состоящие из 2-х и более звеньев. Из-за жесткого стыка у составных свай сопротивление острия не влияет на величину бокового трения и последнее равно $\tau_{порог} I \dots I, \text{ т/м}^2$ как у свай, острие которых находится в ленточных глинах. Появление

деформации в самом стыке не позволяет включиться компоненту трения.

Влиянием напряженного состояния вокруг свай объясняется формирование бокового трения для свай, которые забиты через морские пески в ленточные глины.

В Пярну удельное боковое трение свай, в морских песках 2.. ..3 т/м². После пробивки этими сваями песков и заглубления до 0,3...1 м в ленточные глины, оно снижалось до 1 т/м², что соответствует удельному боковому трению ленточных глини. В центре Тааллина, где под 10...12-метровым слоем морских песков залегает 20...25 -метровый слой слабых грунтов, удельное боковое трение свай (острие которых находится в морских песках) независимо от длины и диаметра равнялось 1,6 т/м². Если сваи пробиты через пески и острие их находилось в слабых грунтах (морские супеси и суглинки) их удельное боковое трение было равно 1 т/м², что соответствует порог слабых грунтов. Подобная картина формирования бокового трения объясняется деформативностью слабых грунтов, что не позволяет полностью реализовать τ порог верхнего поля прочного грунта из-за появления процессов ползучести и предопределяет насущную способность бокового трения свай.

Многие исследователи, изучая удельное боковое трение при вдавливании и при выдергивании свай, доказали, что первое намного больше, чем второе. Подобный результат был получен нами при обработке результатов испытания 83 металлических свай. Выяснилось, что зависимость между удельным боковым трением при выдергивании и при вдавливании свай можно записать в виде $\tau_{\text{выд}} = 0,8 \tau_{\text{вдав}}^{0,5}$ (при $\eta = 0,6$). Исключение здесь составляют сваи, забитые через пески в слабые глинистые грунты, для которых при выдергивании получаются завышенные результаты. Это объясняется различным характером напряженного состояния вокруг свай при выдергивании и при вдавливании. Появление процессов ползучести из-за отсутствия сопротавления острия при выдергивании и предопределяет заниженную величину удельного бокового трения. У свай, которые пробиты через пески в слабые глинистые грунты при выдергивании больше реализуется сопротивление сдвигу песков и поэтому несколько завышенное

значение удельного бокового трения.

Из вышесказанного вытекает, что формирование величины бокового трения сваи связано с инженерно-геологическими условиями основания сваи в целом и особенно с сопротивлением острия сваи. Свая может передать нагрузку на грунт боковым трением до момента появления процессов ползучести. Если эти процессы появляются, начинается проскальзывание тела сваи и нагрузка передается на острие.

Несущая способность грунта под острием сваи. Характеристика несущей способности грунта под острием сваи относительно запутанная проблема из-за отсутствия общепринятых критериев несущей способности. Под ними понимаются характерные нагрузки P_3 , P_4 и P_5 и многие промежуточные нагрузки между P_3 и P_5 . Физическую основу из названных имеют только P_3 , P_4 и P_5 , величина которых в зависимости от различных факторов была изучена специальными опытами.

При изучении скорости нагружения выяснилось, что сопротивление грунта под острием при характерных нагрузках в слабых грунтах практически от него не зависит. Это показывает, что при действии сжимающей нагрузки прочность слабых глинистых грунтов во времени не изменяется. Отсутствие роста несущей способности грунта под острием сваи при малых скоростях нагружения указывает на малое влияние процессов консолидации в ходе опыта.

Сильно влияет в слабых грунтах на несущую способность грунта под острием сваи время отдыха. Это влияние тем больше, чем больше содержание глинистой фракции в слабом грунте и соответственно, чем меньше коэффициент фильтрации данного грунта.

Сразу после забивки характерные нагрузки в слабом грунте фактически совпадают $P_3 = P_4 = P_5$ и сваи забиты до предельного состояния. В процессе отдыха величина P_3 не изменяется, что объясняется совпадением величин $\bar{\tau}$ порог и $\bar{\tau}$ при некоисолидированно-недренированном сдвиге. Это означает, что пределы пропорциональности грунта под острием сваи, которые имеют различные времена отдыха равны по величине предельному состоянию грунта под острием сваи сразу после забивки.

Сопротивление грунта под острием сваи при характерной нагрузке P_5 растет во время отдыха. Результаты подобного роста, которые

изучены в ленточных глинах, приведены в таблице 3.

Таблица 3

Зависимость удельного бокового трения ($\tau_{бок}$) и удельной величины сопротивления острия сваи при критической нагрузке ($\sigma_{кр}$) от диаметра и "отдыха" сваи ($t/м^2$)

Диаметр сваи	$\varnothing 89 \text{ мм}$		$\varnothing 127 \text{ мм}$		$\varnothing 146 \text{ мм}$		$\varnothing 219 \text{ мм}$	
	$\tau_{бок}$	$\sigma_{кр}$	$\tau_{бок}$	$\sigma_{кр}$	$\tau_{бок}$	$\sigma_{кр}$	$\tau_{бок}$	$\sigma_{кр}$
Время отдыха								
4 - часа	1,10	20	1,06	22	1,10	20	1,11	20
14 - дней	1,08	45	1,03	38	1,12	35	1,11	25
7 - меся-								
цев	1,11	95	1,08	85	1,08	50	1,12	35
Сразу после забивки	1,05	10	1,04	12	1,11	13	1,06	10

Из таблицы видно, что сразу после забивки и после 4-х часового отдыха величина критической нагрузки под острием не зависит от диаметра сваи. За время отдыха происходит рассеивание бокового давления, которое для меньших диаметров сваи имеет большие значения из-за меньшей длительности путей фильтрации.

На длительность данного процесса указывает факт, что только со сваями диаметром 89 мм за 7 месяцев достигнуто полное рассеивание порового давления, а сваи диаметром 219 мм характеризует падение порового давления на 30 %.

Подобный рост сопротивления грунта под острием характеризовал сваи в текучей морене в Валга. Сразу после забивки $\sigma_{кр} = 200 \text{ т/м}^2$ после отдыха две недели 500 т/м^2 и после отдыха один месяц 700 т/м^2 . Последнее соответствовало максимальной величине $\sigma_{кр}$.

В морских и озерно-ледниковых супесях изменение порового давления проходило относительно быстро и практически после 4-х часового отдыха $\sigma_{кр}$ достигала своего максимума.

При расчете свайного основания по деформациям нужно рассматривать отдельно влияние нагрузки через боковое трение и через острие сваи. Нагрузка, которая передается через боковое трение,

влияет на грунтовой массив под свайным фундаментом, который в целом уплотняется под влиянием процессов консолидации. Грунты, что располагаются под острием сваи, уплотнялись в ходе забивки и поровое давление в них во время отдыха рассеивалось, поэтому до предела пропорциональности осадка происходит в основном за счет ползучести скелета. При нагрузках выше предела пропорциональности осадки связаны с выдавливанием грунта из-под острия сваи.

Литература

1. L. Bjerrum. Problems of soil mechanics and construction on soft Clays. Proceedings VIII JCSMAFE - 3. Moscow 1973.
2. Н.Н. Маслов. Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных сооружений. Москва 1968.
3. А. Смирнова, А. Вило, М. Метс. Особенности сжимаемости слабых глин. Прибалтийская геотехника II. Таллин 1972.
4. A. Vesic Tests on instrumented piles Ogeechee river site. Soil Mechanics and Foundations Division -2 - 1970.

ПОЛУЧЕСТЬ ГРУНТОВ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРА
ИХ СТРУКТУРНЫХ СВЯЗЕЙ.

Н.К. ПЕКАРСКАЯ

(НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Многочисленные материалы исследований убедительно свидетельствуют об общности основных закономерностей ползучести различных грунтовых систем - от структурированных суспензий глины до плотных глин и ряда цементированных пород. Показано, что процесс деформирования грунтов, как правило, описывается классическими кривыми ползучести, включающими, в большинстве случаев, все ее стадии (неустановившуюся ползучесть, стационарное течение и прогрессирующее деформирование).

Вместе с тем имеют место и определенные особенности развития ползучести, зависящие от ряда факторов, основными из которых являются состав и состояние грунта. Определяющее влияние при этом должен оказывать характер структурных связей, поскольку непосредственно именно ими обусловлены прочностные и деформативные свойства грунтов. Как известно, в зависимости от вида формирующихся связей различают следующие основные типы структур: коагуляционные, кристаллизационные и конденсационные.

В природных условиях чаще формируются породы со смешанными структурами. Однако, в целях выяснения влияния характера связей на особенности ползучести грунтов, необходимо рассмотреть данные о деформировании не только смешанных, но и однородных типов структур.

В проведенных нами опытах ползучесть грунтов с к о а г у л я ц и о н н ы м типом связей изучалась путем испытаний пласт глинистых грунтов различной консистенции и влажности, а грунтов с к р и с т л л и з а ц и о н н ы м и связями - из испытаний мерзлых грунтов. Опыты проводились в условиях чистого сдвига (испытания на кручение).

Полученные результаты показали, что образцы пласт пластичной консистенции обладают ярко выраженными реологическими свойствами - способностью к длительному деформированию, в

процессе которого развиваются все характерные стадии полужесткости, т.е. грунты коагуляционной структуры проявляют свойства вязко-пластичного тела. При этом значительное влияние на величину деформаций, интенсивность и длительность их развития оказывает влажность грунтовой пасты. Например, при $\tau = 114 \text{ г/см}^2$ и $\omega = 36\%$ предельное значение относительной деформации в момент разрушения составляло: $\delta = 1,05 \cdot 10^{-2}$, а при $\omega = 39\%$ $\delta = 5,0 \cdot 10^{-2}$; длительность опыта до разрушения составляла в первом случае - 125 мин, во втором - 24 мин.

Аналогичный характер деформирования грунтов коагуляционной структуры наблюдался и при более высокой влажности, соответствующей текучей консистенции / 1,2 / и даже для некоторых суспензий глины / 3 /.

По мере уменьшения влажности и перехода к полутвердой консистенции характер деформирования и разрушения грунтов с коагуляционным типом связей может изменяться. Так, например, если в состоянии пластичной консистенции ирская глина проявляет свойства вязко-пластичного тела, то при деформировании ее в состоянии полутвердой консистенции начинают проявляться хрупкие свойства, о чем свидетельствует значительно меньшая величина деформаций, меньшая выраженность стадии деформирования с возрастающей скоростью, внезапно наступающее разрушение. Например, предельная деформация пасты полутвердой консистенции оказалась почти на порядок меньше, чем пластичной, а продолжительность стадии прогрессирующего деформирования в 3-4 раза меньше. Иными словами, происходит охрупчивание материала, повышение его твердообразных свойств, что обусловлено уменьшением содержания жидкой фазы и соответственно повышением прочности связей.

Как известно (Ребиндер), по мере высыхания дисперсных систем с коагуляционными структурами, начинают возникать непосредственные контакты между частицами твердой фазы, т.е. формируются новые связи и структура из коагуляционной переходит в смешанную коагуляционно-конденсационную. Дальнейшее увеличение непосредственных контактов может постепенно привести к образованию другого типа структуры - конденсационной. Такие структуры, подобно кристаллизационным, обладают необратимыми связями, что и обуславливает особенности их деформи-

рования. Действительно, грунты, в которых основными связями являются необратимые, в значительно меньшей степени проявляют свойства пластичного тела. При деформировании таких грунтов нередко менее четко выражены отдельные стадии ползучести, а в некоторых случаях наблюдается даже отсутствие той или иной из них, тогда процесс деформирования заканчивается внезапно наступающим хрупким разрушением. Подобный характер деформирования и разрушения наблюдается для плотных глин естественного сложения /5/, /6/ песчаников, алевролитов и аргелитов, а также для мергелей и мела /4/. Так, например, в опытах Скибицкого, при деформировании плотных глин, основное значение имела стадия затухающей ползучести, которая заканчивалась либо стабилизирующей деформацией, либо внезапно наступающим хрупким разрушением. Несколько иные результаты получены при исследовании естественных бурых и пестрых глин Украины /6/. Эти глины характеризуются довольно высокой карбонатностью и большой структурной прочностью, что свидетельствует о значительной роли цементационных связей. При деформации этих глин развитие получали все стадии ползучести, но у более структурированных и менее влажных бурых глин, в которых коагуляционные связи незначительны, эти стадии выражены менее четко, чем у более влажных и менее структурированных пестрых глин. Соответственно и разрушение этих глин "происходит в стремительном темпе"/6/, тогда как разрушение бурых глин предшествует длительная (15-18 дней) стадия прогрессирующего течения. Приведенный пример наглядно иллюстрирует справедливость известного положения Н.Н.Маслова о том, что с увеличением роли необратимых цементационных связей грунты теряют вязкие и пластичные свойства, а при отсутствии водно-каллоидных связей вообще этими свойствами не обладают. Однако это положение остается справедливым только в тех случаях, когда цементирующее вещество кристаллизационной структуры не обладает пластическими свойствами. В противном случае и кристаллизационные структуры могут проявлять реологические свойства.

Наиболее наглядным примером последнего вида грунта является мерзлый грунт. Для выявления поведения такого грунта сравним результаты испытаний на сдвиг при кручении искусственных образцов бурской глины в немерзлом (коагуляционная

структура) и мерзлом (кристаллизационная структура) состояниями. В обоих случаях влажность грунта соответствовала его пределу пластичности. Опыты проводились при напряжении, соответствующем 50-55% от условно-мгновенной прочности этих грунтов.

Полученные кривые ползучести по своему общему характеру идентичны. Для обоих образцов процесс закончился разрушением. Длительность стадии прогрессирующего деформирования для мерзлого образца была больше и составляла 15%; для немерзлого - 8-3% от общей продолжительности опыта. Величины относительной деформации, а также скорости установившегося течения при кручении мерзлого грунта получены значительно выше, чем того же грунта, но в немерзлом состоянии. Например, относительная деформация, соответствующая разрушению, для замороженной глины определена $\delta' = 7,7 \cdot 10^{-2}$; немерзлой - $\delta' = 2,2 \cdot 10^{-2}$. Скорость установившегося течения соответственно:

$\dot{\delta} = 0,07 \cdot 10^{-2}$ 1/мин и $\dot{\delta} = -0,004 \cdot 10^{-2}$ 1/мин. При замораживании грунта возрастает также относительная величина деформации, развивающейся на стадии прогрессирующего течения. Так, в рассматриваемом случае эта величина для немерзлой глины составляла 1,9%; для мерзлой - 30,0% от полной деформации образца. Приведенные данные свидетельствуют о том, что пластические свойства исследованной глинистой пасты в результате ее промораживания, приводящего к формированию кристаллизационной структуры грунта, не ослабевают, а усиливаются.

Напомним, что сама кристаллизационная структура, в противоположность коагуляционной, не обладает пластическими свойствами. Поэтому переход от коагуляционной структуры глинистой пасты к кристаллизационной структуре мерзлого грунта должен был бы приводить к повышению твердообразных свойств и уменьшению пластичных. Однако из приведенных данных следует обратное - грунт, приобретая в результате замораживания кристаллизационную структуру, не только не теряет свойства пластично-вязкого тела, а, наоборот, наблюдается более интенсивное их проявление. Это обусловлено присутствием в качестве цементирующего вещества льда, одно из основных свойств которого выражается в способности развивать деформации пластического течения. Иными словами, специфические особенности цементирующего материала (льда) сообщают кристаллизационной структуре (мерзлому грунту)

повышенные пластические свойства, которые не свойственны самой кристаллизационной структуре. Следовательно нельзя говорить о том, что во всех случаях наличие цементационных и отсутствие водно-коллоидных (коагуляционных) связей исключает возможность развития процесса ползучести.

При деформировании грунтов со смешанными структурными связями может иметь место заметное влияние каждого типа связи или преобладающее - одного из них. Например, в опытах Мураяма и Шибата (7) испытывались образцы естественных глин текучей консистенции, изготовленные в форме цилиндра, что свидетельствует о наличии жестких цементационных связей, так как при столь высокой влажности образцы грунта, обладающего только коагуляционными связями не могли бы сохранять форму. Наличие цементационных связей определило и высокую прочность этих глин. Вместе с тем одновременное наличие коагуляционных связей обусловило вязко-пластичный характер их деформирования и разрушения.

Следовательно, несмотря на общность закономерностей деформирования, имеют место и определенные особенности развития этого процесса, определяемые характером структурных связей, формирующихся в грунте.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Григорьева В.Г. "Исследование тиксотропных и структурно-механических свойств пылеватых суглинков". Исследования по физике и механике мерзлых грунтов. Сб. №4, изд. АН СССР, 1961.
2. Горькова И.М. Структурные и деформационные особенности осадочных пород, изд-во "Наука".
3. Кабахидзе Е.И. Структурообразование и упруго-пластические свойства суспензий аскантеля. Коллоиды. Шиннианвили Н.Н. Ж.т. XIX, № I, 1957.
4. Карташев Ю.М. Методика ускоренных испытаний длительной прочности горных пород. Тр. координационных совещаний по гидротехнике, вып. 38, изд. "Энергия", Л., 1968.

5. Скибицкий А.М., Вялов С.С. Геологические процессы в мерзлых грунтах и плотных глинах. Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Изд.АН СССР, М, 1957.
6. Степаненко Г.П. Реологические свойства бурых и пестрых глин. Тр.координационных совещаний по гидротехнике, вып.38, изд. "Энергия", л., 1968.
7. Мураяма С., Шибата Т. "Реологические свойства глин". Труды V Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. Изд.литературы по строительству, М., 1966.

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕЛАКСАЦИЙ НАПРЯЖЕНИЙ В
ВОДОНАСЫЩЕННОМ ГЛИНИСТОМ ГРУНТЕ

Р.А. ПОСТОЛАКЯН, С.Р. МЕСЧЯН

(Кир. фил. ЕрПИ и ЕГУ)

Наблюдения за поведением древних и современных сооружений, возведенных на глинистых грунтах, свидетельствуют о существовании длительно протекающих деформациях, которые зачастую становятся причиной нарушения условия их эксплуатации. Имеются случаи разрушения строительных конструкций вследствие неравномерных осадок фундаментов сооружений. Все это говорит о необходимости учета реологических свойств грунтов (ползучести, релаксации напряжений и длительной прочности) при проектировании самых различных сооружений.

В настоящее время вопросы ползучести глинистых грунтов достаточно освещены в литературе. [3, 6, 7..]. Разработаны методы определения параметров ползучести, выявлены пределы применимости существующих теорий ползучести к глинистым грунтам, исследованы влияния различных факторов на процесс ползучести и т.п. Однако, трудоемкость и длительность времени, необходимого для определения количественных характеристик ползучести глинистых грунтов затрудняет их применение в инженерно-исследовательской практике.

Во всех общеизвестных теориях ползучести предполагается возможность определения закономерности релаксации напряжений по кривым ползучести [2, 7, 9] и, наоборот, определение закономерности ползучести из опытных кривых релаксации напряжений. Отметим, что хотя опыты по релаксации напряжений обычно протекают в течение одного-двух недель, а опыты на ползучесть занимают несколько месяцев, все же часто предпочтение дается последним из-за простоты их осуществления.

За последние годы выполнены несколько работ по изучению релаксационных свойств глинистых грунтов и по применению полученных результатов для определения параметров ползучести.

Опыты по исследованию релаксации напряжений в глинистых грунтах при компрессии ставились в МИСИ им. В.В. Куйбышева, в НИС

Гидропроекта и др. [1,4,5]. В этих опытах для измерения напряжений применялись динамометры большой жесткости и электронно-измерительные приборы.

В настоящей работе рассматривается новый компрессионно-релаксационный прибор конструкции Р.А. Постолакиана с механическим способом измерения напряжений, методика определения релаксационных свойств водонасыщенных глинистых грунтов и некоторые результаты испытания водонасыщенных глинистых грунтов на ползучесть и по релаксации напряжений. Переход от кривых релаксации напряжений к кривым ползучести выполнен на основе теории наследственной ползучести.

Компрессионно-релаксационный прибор (рис. 1а) представляет собой смонтированную на станине (6) жесткую двухярусную замкнутую раму. На раме смонтированы: винтовой привод (1) для создания начальной деформации (напряжения), силоизмеритель (2), компрессионный прибор М-2 (3) [8], устройство (4) для создания крутящего момента, прибор (5) для определения порового давления и измерительные приборы. На станине установлен также бак (7) с водой для заполнения сосуда (8), подвешенного к устройству (4) крутящего момента.

Начальное напряжение (деформация) передается образцу грунта, находящегося в компрессионном приборе, через силоизмеритель (2) посредством вращения винта (1). Для центрированной передачи нагрузки на силоизмеритель использованы стальные шарики.

Силовизмеритель (рис. 1б) состоит из опорных элементов (10) и барабана (11), между которыми смонтированы упорные подшипники (12). Барабан приводится во вращение с помощью пары тяг (13). Принцип работы силоизмерителя заключается в следующем: при изменении сжимающей нагрузки изменяется сила трения в упорных подшипниках, вследствие чего и меняется величина крутящего момента, необходимого для вращения барабана. Величина крутящего момента определяется весом воды, находящейся в сосуде (8).

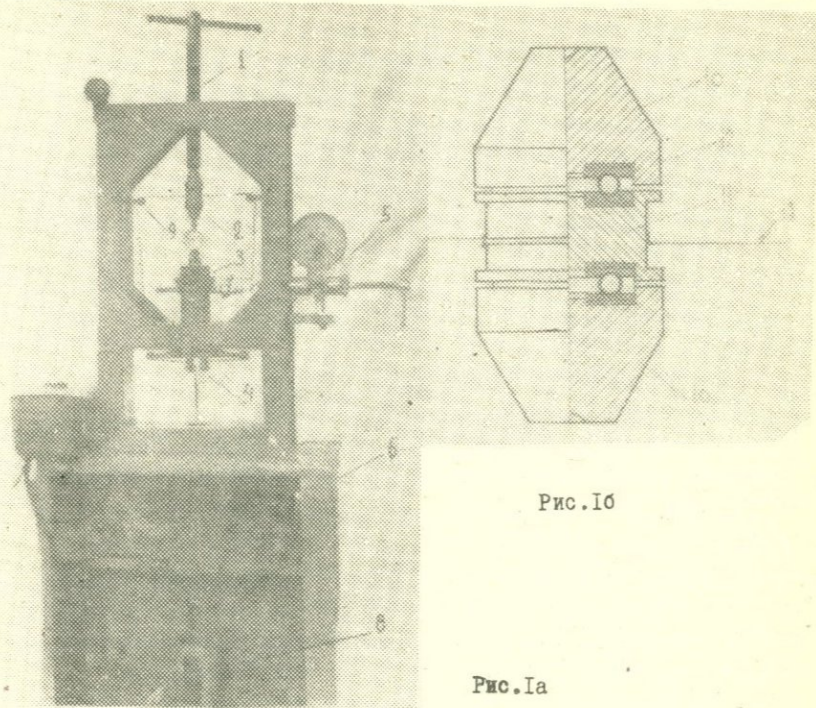


Рис. 1б

Рис. 1а

Определяющим для фиксации крутящего момента является то количество воды, при котором начинается вращение барабана.

Перед каждым опытом силоизмеритель тщательно тарируется, т.е. определяются величины крутящих моментов, необходимых для вращения барабана при разных величинах сжимающей нагрузки. Контрольная тарировка силоизмерителя производится так же после каждого опыта.

Компрессорный прибор М-2, в котором осуществляется предварительное уплотнение и испытание образца грунта диаметром 70мм и высотой 20мм, снабжен двумя штуцерами для подачи воды в днище. При измерении порового давления один из них закрывается, а к другому соединяется прибор для измерения порового давления. Деформации образца измеряются и контролируются индикатором часового типа с ценой деления 0,01мм. Поровое давление опре-

деляется на нижнем торце образца поропьезометром конструкции ДИИТ.

Крутящий момент к барабану силоизмерителя передается с помощью пары тяг, огибающих ролики (9). Тяги из капроновых ниток проходят через устройство (4), которое обеспечивает равномерное распределение усилий между ними.

Опыты по релаксации проводились в следующем порядке: После отбора образца из монолита и сборки компрессионно-фильтрационного прибора производилось предварительное уплотнение водонасыщенного образца под рычажной системой до стабилизации деформации. Деформации уплотнения считались стабилизированными, если показания индикатора не изменялись в течение двух дней.

Для испытания по релаксации напряжений предварительно уплотненный образец грунта быстро разгружался и сливалась вода из прибора. Сразу, после разгрузки, прибор с образцом грунта помещался в компрессионно-релаксационный прибор и с помощью винта поддерживалась деформация уплотнения, подавалась вода к образцу и в таком состоянии он держался в течение одних суток. За это время происходила окончательная стабилизация деформаций уплотнения. Через сутки закрывалась система дренажа компрессионно-фильтрационного прибора, соединялась система измерения порового давления и начинался опыт по релаксации.

Начальная деформация (напряжение) образца задается практически мгновенно в течение 10-15 секунд. Величины крутящего момента (необходимого для вращения барабана силоизмерителя) и порового давления замерялись в начале опыта ($t \approx 0$), через 1, 2, 3, 5, 10, 20, 30, 60, 120 минут, затем два раза в сутки до полной стабилизации напряжений. Напряжения считались стабилизированными, если показание силоизмерителя не менялось в течение 3-4 дней.

Для определения величины крутящего момента в заданное время открывался кран бака, в сосуд (8) сливалась необходимая для вращения барабана количество воды. В момент начала вращения барабана кран бака сейчас же закрывался и взвешивалась вода влившаяся в сосуд. Вода из бака в сосуд подавалась резиновой трубкой, которая плотно прилегалла к стенке сосуда для исключения динамических эффектов.

В проведенных нами опытах образцы испытывались под водой

с использованием вакуумированной водяной вытяжки. Температура воздуха помещения, в котором проводились опыты, составляла $23 \pm 2^\circ \text{C}$.

Процесс линейной компрессионной ползучести описан следующим выражением из [2,7.]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{KM}}(t)} - \int_0^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t-\tau) d\tau, \quad (I)$$

где $E_{\text{KM}}(t)$ - компрессионный модуль условно-мгновенных деформаций,

$$\delta(t-\tau) = \frac{1}{E_{\text{KM}}(t)} + C(t-\tau);$$

$C(t-\tau)$ - мера ползучести.

По условию релаксации $\varepsilon(t) = \varepsilon(0) = \text{const}$, следовательно выражение (I) примет следующий вид:

$$\varepsilon(0) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{KM}}(t)} - \int_0^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t-\tau) d\tau. \quad (2)$$

Приближенно принимая $E_{\text{KM}}(t) = E_{\text{KM}}(0) = \text{const}$, из (2) имеем

$$\frac{\sigma(t)}{E_{\text{KM}}(0)} - \varepsilon(0) = \int_0^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(t-\tau) d\tau. \quad (3)$$

Мера ползучести представлена в виде

$$C(t-\tau) = C_0 [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}], \quad (4)$$

где C_0 - предельная мера ползучести, γ - параметр. Учитывая (4), выражение (3) запишется в виде:

$$\frac{\sigma(t)}{E_{\text{KM}}(0)} - \varepsilon(0) = -C_0 \gamma \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\gamma(t-\tau)} d\tau. \quad (5)$$

Дифференцируя обе части уравнения (5) по t будем иметь:

$$\frac{\sigma'(t)}{E_{км}(0)} = -C_0 \gamma \sigma(t) + C_0 \gamma^2 \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\gamma(t-\tau)} d\tau. \quad (6)$$

Исключив интеграл из соотношений (5) и (6) получим

$$\frac{\sigma'(t)}{E_{км}(0)} + C_0 \gamma \sigma(t) = \varepsilon(0) \gamma - \frac{\sigma(t)}{E_{км}(0)} \gamma, \quad (7)$$

т.е. дифференциальное уравнение первого порядка с разделяющимися переменными:

$$\frac{\partial \sigma(t)}{-\sigma(t) \left[C_0 + \frac{1}{E_{км}(0)} \right] + \varepsilon(0)} = \gamma E_{км}(0) dt. \quad (8)$$

Интегрируя (8) с учетом начального условия:
 $t=0; \sigma(t) = \sigma(0)$

получим:

$$\ln [-\sigma(t)K + \varepsilon(0)] = \ln [-\sigma(0)K + \varepsilon(0)] - \gamma E_{км}(0) K t,$$

откуда находим

$$\sigma(t) = \frac{\varepsilon(0) + [\sigma(0)K - \varepsilon(0)] e^{-\gamma E_{км}(0) K t}}{K}, \quad (9)$$

где K - полная предельная деформация при $t \rightarrow \infty$:

$$K = C_0 + \frac{1}{E_{км}(0)}.$$

Переходя к пределу при $t \rightarrow \infty$ из (9) получим $\sigma_K = \frac{\varepsilon(0)}{K}$,

откуда $K = \frac{\varepsilon(0)}{\sigma_K}$; (10)

$$\text{и } C_0 = \frac{\varepsilon(0)}{\sigma_K} - \frac{1}{E_{км}(0)}. \quad (11)$$

Отметим, что величину $E_{км}(0)$ также можно определить из опыта по релаксации напряжений по следующему выражению

$$E_{км}(0) = \frac{\sigma(0)}{\epsilon(0)} \quad (12)$$

Параметр γ определяется из соотношения (9) при конкретном t . Подставляя значение K из (10) в (9) окончательно получим:

$$\sigma(t) = \sigma_k + [\sigma(0) - \sigma_k] e^{-\gamma E_{км}(0) \frac{\epsilon(0)}{\sigma_k} t} \quad (13)$$

Имея величины $E_{км}(0)$, C_0 и параметр γ определенным по выражениям (9)-(12) можно построить кривые ползучести используя соотношение (1).

Рассмотрим пример определения характеристик ползучести на основе опыта по релаксации напряжения.

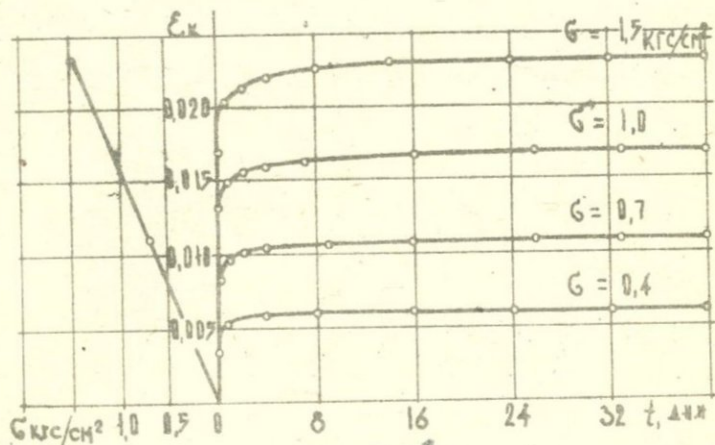


Рис.2

На рис.2 приведены опытные кривые ползучести полученные по данным испытания образцов-близнецов при постоянных напряжениях $\sigma = 1,5; 1,0; 0,7; \text{ и } 0,4 \text{ кгс/см}^2$, для Артаватской гли-

ны, (см.табл. I) отобранного из шурфа глубиной 3,0 м.

Опыты на ползучесть и по релаксации напряжений проводились после предварительного уплотнения образцов под бытовым давлением равным $0,6 \text{ кгс/см}^2$. Все образцы испытывались в водонасыщенном состоянии.

Опыты на ползучесть и по релаксации напряжений ставились одновременно, образцы вырезаны из одного и того же монолита.

Таблица № I

объемный вес (γ)	Удельный вес ($\gamma_{уд}$)	Влажность (W)	Предел раскатывания W_p	Предел текучести W_T	Мгновенный компрессионный модуль ($E_{км}$)
г/см^3	г/см^3	%	%	%	кг/см^2
1,85	2,56	26,1	22,54	38,57	200

Как показали опыты, в начале эксперимента, после задания начальных деформаций наблюдается интенсивное падение порового давления до нуля в течении 20-40 минут.

Следовательно, можно считать, что падение напряжений после первых 40 минут обусловлено релаксацией напряжений в скелете грунта.

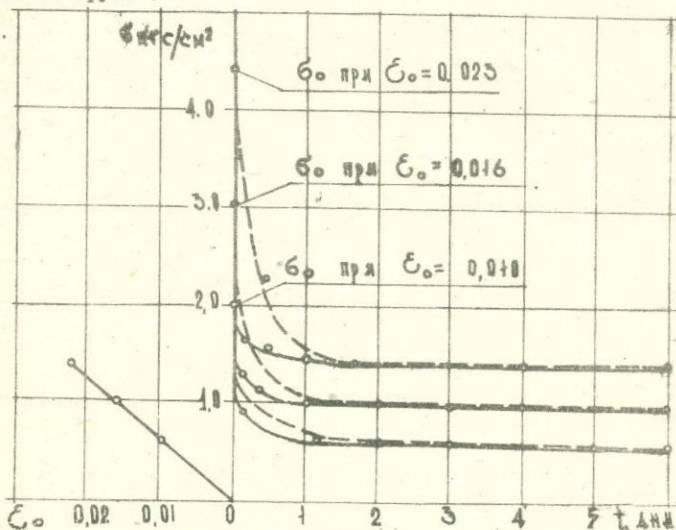


Рис. 3

На рис.3 приведены опытные кривые релаксации общих напряжений, при разных величинах начальных деформаций, и описание кривых релаксации напряжений в скелете грунта по выражению (I3).

Начальные участки кривых релаксации общих напряжений выражение (I3) описывает неудовлетворительно, что повидимому обусловлено их плохим описанием экспоненциальной функцией и интенсивным падением порового давления в первые часы в начале опыта.

Для кривых релаксации напряжений, показанных на рис.4 получились следующие значения:

$$K = 0,017, \quad C_0 = 0,012 \quad \text{и} \quad \gamma = 0,5$$

На рис.4 сплошными линиями показаны кривые ползучести, построенные по результатам опытов на ползучесть, а штриховыми линиями кривые ползучести построенные на основе опытов по релаксации напряжений.

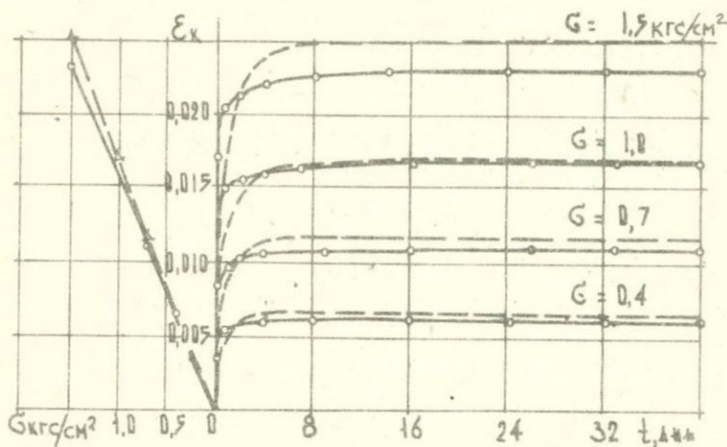


Рис.4

Как видно из рис.4, разница по деформациям между кривыми ползучести, полученными опытным путем и кривыми ползучести, построенными по результатам опытов по релаксации напряжений, не превышает 10%.

Полученный результат следует считать удовлетворительным, так как разброс между опытными кривыми ползучести обычно имеет такую же величину.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ:

1. Сконструированный компрессионно-релаксационный прибор позволяет с достаточной точностью определить релаксационные свойства глинистых грунтов.
2. Полученные результаты подтверждают возможность получения характеристик закономерностей компрессионной ползучести скелета глинистого грунта из опытов по релаксации напряжений.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Абелев М.Ю.,
Попов Н.З. Исследование связи между ползучестью при сжатии и релаксацией напряжений в слабых глинистых грунтах. Труды первого всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван, изд-во ЕГУ, 1973.
2. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Гостехиздат, 1952г.
3. Вялов. С.С.,
Скибицкий А.М. Вопросы реологии грунтов. Доклады к V Международному конгрессу по мех. грунтов и фундаментостроению. М.Стройиздад, 1962.
4. Костерин Э.В. Некоторые результаты опытов по прямому измерению релаксации напряжений в глинистых грунтах. Известия АН СССР, Серия технических наук, № 4, 1957.
5. Кофф Г.Л.,
Попов А.З. Исследование релаксации напряжений в водонасыщенных морских супесях Кольского полуострова. М.; Изд-во Высших учебных заведений. Геология и разведка № 9, 1972.
6. Маслов В.Н. К уплотнению глинистых грунтов во времени. "Гидротехническое строительство", № 10, 1951.
7. Месчан С.Р. Ползучесть глинистых грунтов.
8. Месчан С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., Изд-во "Недра", 1974.
9. Роботов К.Н. Ползучесть элементов конструкций. М., Изд-во "Наука", 1966.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ РЕЖИМА ЗАГРУЖЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ

ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Г.В.СОРОКИНА

(НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Дискуссия, неоднократно возникавшая по вопросу влияния фактора времени на прочность различных глинистых грунтов, в основном, обуславливалась недооценкой условий испытаний и режима загрузки при исследовании прочностных характеристик. Процесс снижения прочности во времени, как показали исследования С.С.Вялова, М.Н.Гольдштейна и др., проявляется при испытании серии образцов под различными постоянными нагрузками. При периодическом действии нагрузок возможно упрочнение грунта при догрузении, как показано, например, Казагранде, Вильсоном, В.В.Лихович. Исследования М.Н.Гольдштейна и С.С.Бабицкой [1] грунтов твердой консистенции показали зависимость прочности при догрузении после ползучести от режима догрузения, приведшего к разрушению.

Существенно осложняется исследование влияния режима загрузки на прочность грунтов пластично-текучей консистенции. В лаборатории методов исследования грунтов Института оснований и подземных сооружений было проведено изучение влияния режима загрузки на прочность глинистых грунтов малой степени литификации, т.е. грунтов в начальной стадии формирования текучей и мягкопластичной консистенции. Некоторые результаты проведенной работы излагаются в настоящем сообщении. Рассматриваемые экспериментальные исследования отличались тем, что образцы грунта испытывались при сложном напряженном состоянии - трехосном скатии, в полностью стабилизированном состоянии. Принятый метод исследования исключает в процессе опыта изменение напряженно-деформированного состояния грунта, его плотности и влажности независимо от консистенции и времени нахождения грунта под нагрузкой [4]. Для этого образец грунта выдерживался до стабилизации объемных деформаций под гидростатическим давлением, равном среднему нормальному напряжению. Однако, при приложении осевой нагрузки возникает дополнительное давление в поровой воде в связи с тем, что соответственно увеличивается

среднее нормальное напряжение, которое вновь приводит образец грунта в нестабилизированное состояние. Это положение устранялось путем сохранения постоянным среднего нормального напряжения σ посредством уменьшения всестороннего давления одновременно с приложением осевой нагрузки. Этот прием был использован впервые в работе [5].

Было исследовано влияние на прочность времени нахождения грунта под нагрузкой (быстрое разрушение, разрушение под постоянной нагрузкой в условиях ползучести, ступенчатое нагружение с различным интервалом времени), а также влияние способа приложения нагрузки - непрерывное монотонное нагружение с постоянной скоростью деформирования и ступенчатое нагружение.

При определении прочности грунтов в условиях ползучести в работе исходили из теории течения вязко-пластических тел Шведова-Бингама с учетом сделанного Н.Н.Масловым обобщения о вязко-пластическом теле и предположении, что величина порога ползучести определяется условием пластичности Ренкина-Прандтля (Кулона), т.е. начальное сопротивление сдвигу зависит от нормального напряжения [2].

Испытание при трехосном сжатии проводилось в обычных камерах (образец диаметром 38 мм и высотой 76 мм). Ступенчатое нагружение и испытание под постоянной нагрузкой было произведено на рычажном прессе, который обеспечивал постоянное вертикальное напряжение на образец в процессе всего опыта. Монотонное нагружение с постоянной скоростью деформирования создавалось на прессе системы Фарнелл. Гидростатическое давление создавалось водой посредством компрессора; для лучшего обеспечения герметичности камеры при длительных опытах на поверхность воды заливался слой касторового масла. Измерение осевых деформаций осуществлялось при помощи индикатора часового типа с ценой деления 0,01 мм. Измерение объемных деформаций полностью водонасыщенных образцов осуществлялось путем замера отжатой воды в измерительные трубки типа биретки.

Исследования были проведены на образцах ненарушенного сложения мягкопластичной морской глины, супесчаного ила и на образцах ила с искусственно сформированной структурой. Методика формирования таких образцов описана в работе [4] и основа-

на на длительном уплотнении грунта в лотке под нагрузкой с применением песчаных дрен. В результате такой подготовки грунта удается получить наиболее однородные образцы и создать структурную прочность (связность) грунта, составившую в данном случае от 25 до 43% от общей прочности, т.е. получить грунты, подобные природным. Характеристики скелета исследованных грунтов приведены в таблице I.

Таблица I

Наименование грунта	Пластичность			Плотность ρ^2 г/см ³	Количество гумуса $G_{орг.}$ %
	в %				
	W_L	W_P	I_P		
1. Глина р-на ю-в части Черного моря	48	28	20	2,66	1,66
2. Ил супесчаный р-на ю-в части Черного моря	32	26	6	2,66	1,33
3. Ил с акватории Черного моря	62	33	29	2,68	1,96

Из монолитов природного сложения и из искусственно подготовленных вырезали цилиндрические образцы, определяли их объемную массу, каждый образец заключали в резиновую оболочку и помещали в камеру трехосного прибора, где обжимали заданным гидростатическим давлением до стабилизации объемных деформаций. После стабилизации объемных деформаций повторно определяли объемную массу каждого образца для возможности оценки изменения состояния образца в процессе опыта на прочность. Подготовленные образцы испытывались на ползучесть в условиях трехосного сжатия при средних нормальных напряжениях 0,1; 0,25; 0,5; 0,75 кгс/см². Испытание на ползучесть производили при постоянном среднем нормальном напряжении ($\sigma = const$) для каждой серии образцов и постоянном для каждого опыта значении интенсивности касательных напряжений σ_i . Интенсивность касательных напряжений (σ_i) принималась для каждой серии в пределах

от 50 до 95% значения $\bar{\sigma}_i^{пр}$ на пределе разрушения при быстром нагружении.

Характер кривых ползучести для уплотненного ила ($\sigma = 0,75 \text{ кгс/см}^2$; консистенция $\mathcal{L} = 0,84$) показан на рис. I (кривые I-4). Полученные кривые ползучести отображают все три стадии деформирования - неустановившейся, установившейся и прогрессирующей (кривые 2,3,4) или затухающей (кривая I) ползучести. По участкам установившейся ползучести определяется интенсивность скорости деформирования ($\dot{\epsilon}_i$) грунта и строятся графики зависимости $\dot{\epsilon}_i \sim \sigma_i$ (реологическая кривая). Характер полученной зависимости для уплотненного ила и испытанного при среднем нормальном напряжении $0,75 \text{ кгс/см}^2$ показан на рис. 2 (зависимость I). Все реологические кривые отсекают на оси σ_i участок, который может быть назван "порогом прочности" - $\bar{\sigma}_i^{пр}$. Данные порога прочности практически будут равны "длительной прочности", полученной экспериментально в тех же условиях. Неоднородность некоторых толщ илов часто не позволяет получить 7-9 однородных образцов для определения порога прочности $\bar{\sigma}_i^{пр}$. Для установления возможности получения $\bar{\sigma}_i^{пр}$ на одном образце были проведены опыты при ступенчатом приложении нагрузки, начиная с величины σ_i равной 50% от $\bar{\sigma}_i^{пр}$ и выдерживании каждой ступени нагрузки до условной стабилизации деформации 0,01 мм за 12 часов. Разрушение образцов происходило при величине $\bar{\sigma}_i$ не превышающей порога прочности $\bar{\sigma}_i^{пр}$ (см. табл. 2, графы 8,9). При этом разрушение образца начиналось практически при одной и той же интенсивности деформации (см. рис. I, кривые 5 и 6). С уменьшением интервала времени между ступенями при загрузении образца наблюдается увеличение прочности. Это подтверждает возможность определения прочности в условиях ползучести текуче- и мягкопластичных грунтов на одном образце при условии сохранения определенного напряженно-деформированного состояния в процессе всего опыта.

В последнее время известны попытки сократить время испытания "длительной прочности", так например, А.В.Надеждин и В.А.Сорокин [3] показали возможность применения для определения "длительной прочности" мерзлых грунтов метода деформирования при одноосном сжатии. Оказалось возможным определять порог прочности $\bar{\sigma}_i^{пр}$ и для глинистых грунтов методом деформиро-

Однако следует отметить, что для исследованной группы грунтов, как правило, при одном времени разрушения прочность, полученная при монотонном приложении нагрузки и обеспечении постоянной скорости деформирования несколько меньше чем при ступенчатом нагружении. Соответственно несколько меньше и $\bar{\sigma}_i^{np}$ (см. табл. 2, графа 6) по сравнению с $\bar{\sigma}_i^{np}$, полученном из серии опытов под постоянной нагрузкой (см. табл. 2 графа 9). Это связано, по-видимому, с различным характером структурных изменений, обусловленных проявлением тиксотропии. Последний метод исследования заслуживает внимания, т.к. до 10 раз сокращает время нахождения порога прочности и упрощает проведение опыта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. Влияние режима испытаний на деформативно-прочностное поведение глинистого грунта. Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Изд-во Ереванского Университета. Ереван, 1973.
2. Маслов Н.Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидротехническом строительстве. Госэнергоиздат, М., 1955.
3. Надеждин А.В., Сорокин В.А. Определение предела длительной прочности мерзлых грунтов методом деформирования. Сб. Мерзлотные исследования и вопросы строительства. Коми книжное издательство, Сыктывкар, 1967.
4. Sorokina G.V., Stroganov A.S. The strength of clay soils dependent on time factor. Fourth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Bangkok. Thailand. 1971.
5. Струганов А.С., Лобазов Ю.В. Ползучесть и вязко-пластическое течение замороженных грунтов при трехосном сжатии. Инженерный журнал, т. 4, вып. 3, 1964.

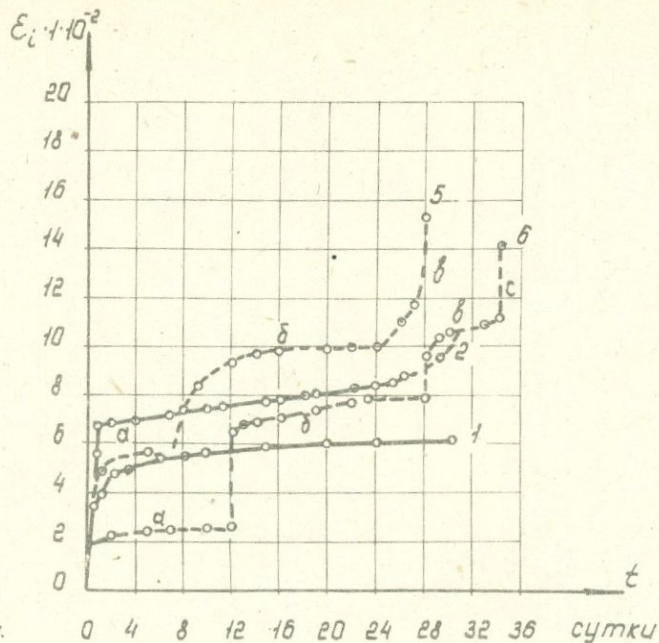
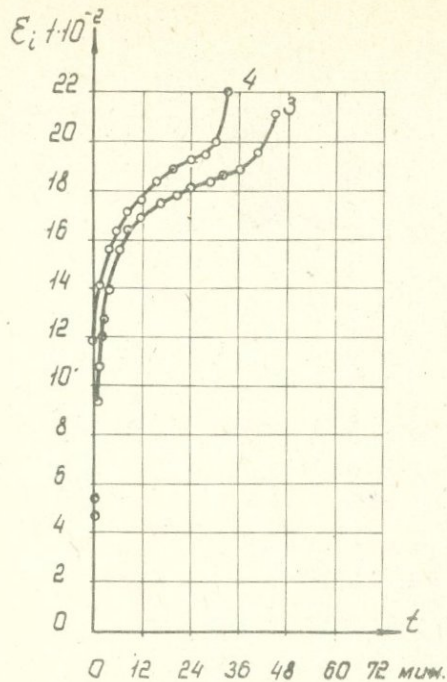


Рис. 1. Кривые ползучести в условиях трехосного сжатия для уплотненного шлака при $\sigma = 0,75 \text{ кгс/см}^2$ и σ_i равных: 1 - $0,29 \text{ кгс/см}^2$; 2 - $0,34 \text{ кгс/см}^2$; 3 - $0,35 \text{ кгс/см}^2$; 4 - $0,36 \text{ кгс/см}^2$; 5 - ступенчатое загрузежение - σ_i равны: α - $0,22 \text{ кгс/см}^2$; β - $0,27 \text{ кгс/см}^2$; γ - $0,32 \text{ кгс/см}^2$; 6 - тоже для мягкопластичной глины при $\sigma = 0,5 \text{ кгс/см}^2$ и σ_i равных: α - $0,21 \text{ кгс/см}^2$; β - $0,26 \text{ кгс/см}^2$; γ - $0,34 \text{ кгс/см}^2$

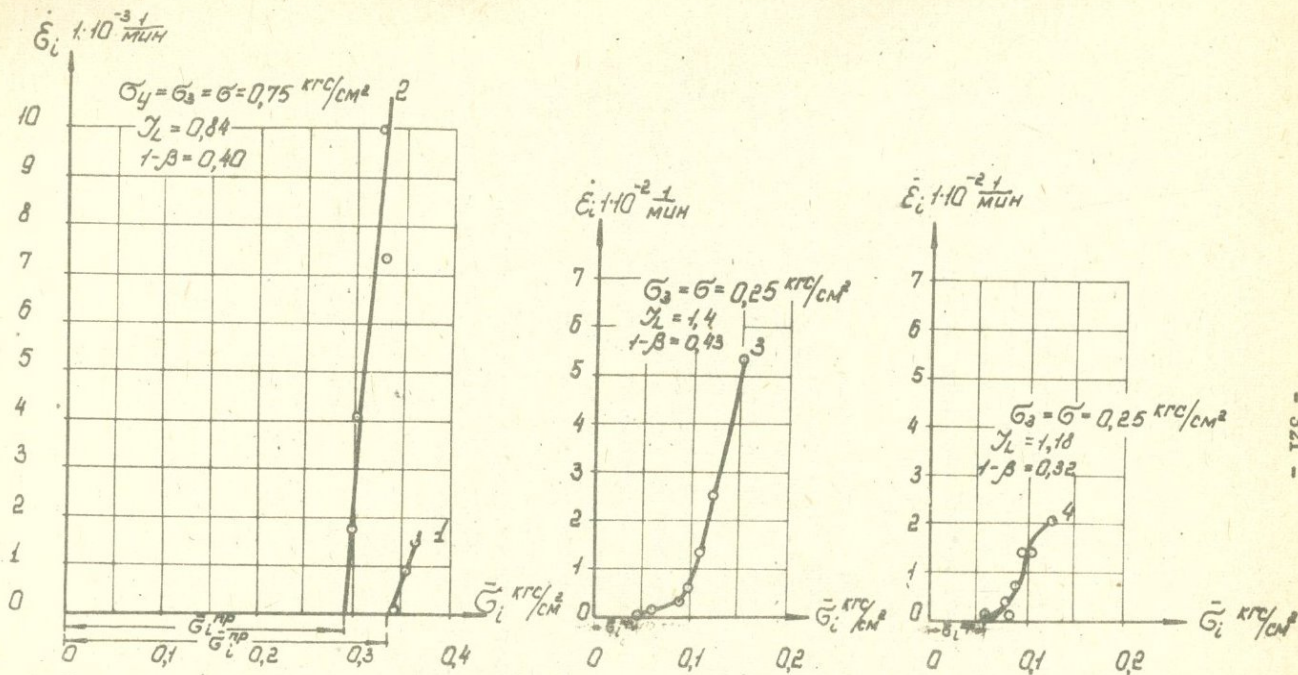


Рис. 2. Зависимость интенсивности касательных напряжений на пределе разрушения от интенсивности скорости деформирования искусственно подготовленных образцов глинистого ила.
 Опыты проведены: 1 - под постоянной нагрузкой; 2, 3, 4 - с постоянной скоростью деформирования.

ОДНОМЕРНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ
ВЯЗКО-ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН
(МИСИ им. В.В.Куйбышева)

В инженерной практике встречаются условия когда грунты, служащие основанием, средой или материалом сооружения находятся в условиях одноосного сжатия без возможности бокового расширения. В таких случаях важнейшими задачами инженерного прогнозирования являются расчеты по определению осадки слоя и величины бокового давления.

Экспериментальным и теоретическим исследованиям грунтов в условиях одномерного уплотнения посвящены многочисленные работы [1,2,3,4,5,6,7,8]. Вместе с тем, во многих случаях не удается теоретически описать наблюдаемые в экспериментах явления и особенно вторичные временные процессы. Так, например, теоретическая трактовка структурной прочности при компрессионном сжатии не выяснено до настоящего времени. Явление развития бокового давления во времени не имеет достаточно обоснованного экспериментального и теоретического подтверждения. И, наконец, в настоящее время нет единой теории для описания деформаций ползучести глинистых грунтов при одномерном уплотнении. Имеющиеся на вооружении исследователей уравнения наследственной теории ползучести Болцмана-Вольтерры не всегда приводят к желаемым результатам.

В настоящем сообщении, выполненном на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им.В.В.Куйбышева делается попытка дать постановку и решение одномерной задачи уплотнения грунта с учетом его вязко-пластических деформаций, что может частично восполнить вышеуказанный пробел.

Пусть слой квазиоднофазного грунта толщиной h подвергается действию равномерно-распределенной нагрузке интенсивностью q , которая остается в дальнейшем постоянной тре-

буется определить величину осадки слоя $S(t)$ и бокового давления $\sigma_x(t)$ развивающиеся во времени, если известно, что объемное изменение грунта упругое, а формоизменение вязко-пластическое, т.е. имеем следующие физические уравнения:

$$\dot{\epsilon}_i = \frac{\sigma_i - \sigma_{i0}}{\eta(\sigma)}; \quad \epsilon_v = \frac{\sigma}{\alpha_v} \quad (1)$$

где

$$\sigma_{i0} = \frac{1}{\sqrt{3}} (H + \sigma) \operatorname{tg} \psi \quad (2)$$

$\dot{\epsilon}_i$ - скорость интенсивности деформации,

ϵ_v - объемная деформация,

σ_i - интенсивность напряжений,

σ - среднее напряжение,

α_v - коэффициент упругого объемного сжатия,

η - коэффициент вязко-пластического течения,

H - связность грунта,

$\operatorname{tg} \psi$ - коэффициент трения по октоэдрической площадке.

Для определения величины осадки прежде всего следует определить значение бокового давления $\sigma_x(t)$, которое может быть определено из геометрического условия компрессионного сжатия следующего вида

$$\epsilon_i = \frac{2}{\sqrt{3}} \epsilon_v \quad (3)$$

Это условие вытекает из следующих общеизвестных обозначений

Это условие вытекает из следующих известных обозначений

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = 3\sigma_r; \quad \sigma_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2};$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 3\varepsilon; \quad \varepsilon_i = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2};$$

в предположении $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_3; \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$

Неосредственной постановкой этого условия в обобщенный закон Гука можно убедиться в его справедливости, т.к. приходим к общезвестному результату

$$\sigma_x = \varphi \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$$

где μ_0 - коэффициент Пуассона.

Использование геометрического условия компрессионного сжатия (3) удобно в том отношении, что оно справедливо для любого закона деформирования грунта. В этом случае нет необходимости записывать физическое уравнение Генки в развернутом виде, что не всегда удается и не всегда справедливо, и к тому же приводит к трансцендентным уравнениям.

Таким образом предложенное геометрическое условие компрессионного сжатия является общей для любого закона деформирования грунта и может быть использована при определении величины бокового давления.

Используя геометрическое условие одномерного сжатия (3) и переходя к скоростям с учетом (1) и (2), а также принимая $\eta(\sigma) \cong \eta = \text{const}$ получим

$$3\varphi - (\varphi + 9H)t_0 \psi = \frac{2\eta}{3a_r} \dot{\sigma}_x(t) + \sigma_x(t)(3 + 2 \cdot t_0 \psi) \quad (4)$$

Общий интеграл этого уравнения имеет вид

$$\sigma_x(t) = \frac{b}{a} + [\sigma_x(t_1) - \frac{b}{a}] e^{-at} \quad (5)$$

где

$$\begin{cases} a = [3 + 2 \operatorname{tg} \psi] \frac{3 \alpha v}{2 \eta} \\ b = [3q - (q + 9H) \operatorname{tg} \psi] \frac{3 \alpha v}{2 \eta} \end{cases} \quad (6)$$

Из полученного решения видно, что боковое давление грунта $\sigma_x(t)$ при постоянном уплотняющем давлении q будет во времени возрастать от начального значения $\sigma_x(t_1)$ до постоянной величины равной

$$\sigma_x(\infty) = \frac{b}{a} = \frac{3q - (q + 9H) \operatorname{tg} \psi}{3 + 2 \operatorname{tg} \psi} \quad (7)$$

При $\operatorname{tg} \psi = 0$, $\sigma_x(\infty) = q$, а при $H = 0$, $\sigma_x(\infty) = q \frac{3 - \operatorname{tg} \psi}{3 + 2 \operatorname{tg} \psi}$

Из структуры (7) следует, что боковое давление как такое может возникать при приложении уплотняющего давления, превышающего определенную величину равное

$$q^* = \frac{9H \operatorname{tg} \psi}{3 - \operatorname{tg} \psi} \quad (8)$$

Этот результат соответствует современным представлениям бокового давления в связных грунтах [5, 6, 7, 8].

Величину осадки при компрессорном сжатии слоя толщиной h можем определить используя второе из уравнений (I), т.е. имеем

$$S(t) = h \frac{q + 2\sigma_x(t)}{\alpha v} \quad (9)$$

Подставляя сюда значение $\sigma_x(t)$ из (5) окончательно имеем

$$S(t) = \frac{h}{ar} \left\{ q + 2 \left\{ \frac{b}{a} + [\sigma_x(\tau_1) - \frac{b}{a}] e^{-at} \right\} \right\} \quad (10)$$

На основании этого уравнения легко определить величину структурной прочности, полагая $S(\infty) = 0$, т.е. имеем

$$q_{стр} = 2H \operatorname{tg} \psi \quad (11)$$

Очевидно, что по известным значениям связности грунта H и коэффициента трения $\operatorname{tg} \psi$, определяемые по результатам трехосных испытаний легко определить значение структурной прочности при одномерном уплотнении. Замечательно, что при отсутствии сцепления или трения в грунте структурная прочность равна нулю, что соответствует результатам экспериментов.

Таким образом получено решение одномерной задачи уплотнения грунта, обладающего упругими свойствами при объемном деформировании и вязко-пластическими свойствами при формоизменении. Боковое давление и относительная деформация сжатия в этом случае определяются деформационными, реологическими и прочностными характеристиками грунта; причем развитие их во времени имеет затухающий характер.

В приведенной выше постановке может быть решена задача одномерного уплотнения грунта физические законы деформирования которого могут быть представлены в более сложной (нелинейной) форме.

Однако, в таких случаях мы приходим к решению трансцендентных уравнений, что требует использование ЭВМ.

1. ВЯЛОВ С.С., ЗАРЕЦКИЙ Ю.К. и др. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчет льдопородных ограждений. Изд-во "Наука", Москва, 1962.
2. ГОЛЬДШТЕЙН М.Н. Механические свойства грунтов. Стройиздат, Москва, 1971, 1973.
3. ЗАРЕЦКИЙ Ю.К. Теория консолидации грунтов, Изд-во "Наука", Москва, 1967.
4. МАСЛОВ Н.Н. О коэффициенте бокового давления. X-я "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1973, № 5, стр.34-35.
5. МАЛЫШЕВ М.В. Определение давления водонасыщенного грунта на трубопроводы. X-я "Гидротехническое строительство", 1959, № 12. стр.39-43.
6. МЕСЧЯН С.Р., МАЛАКЯН Р.П. К вопросу о боковом давлении глинистых грунтов. X-я "Основания, фундаменты и механика грунтов". 1974, № 5, стр.42-43.
7. ТЕР-МАТИРОСЯН З.Г., ЛЕЙКАМ А.Б., ГРЕБЕНЩИКОВА Е.М. О боковом давлении в многофазных глинистых грунтах. X-я "Основания, фундаменты и механика грунтов" (в печати).
8. ЦЫТОВИЧ Н.А. Механика грунтов. Изд-во "Высшая школа", Москва, 1963.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЛНОВЫХ ПРОЦЕССОВ В ЛИНЕЙНЫХ
ВЯЗКОУПРУГИХ СРЕДАХ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ДИНАМИЧЕСКИХ
НАГРУЗОК

ФИЛИПОВ И.Г.

(Московский инженерно-строительный институт
им. В.В.Куйбышева)

Проблема исследования волновых полей в грунтах занимает важное место в механике деформируемых сред и имеет большое прикладное значение в различных областях техники, в частности, при расчете нестационарных полей при воздействии импульсивных нагрузок.

В работе приводятся основные уравнения, описывающие, в общем случае, поведение двухкомпонентных изотропных и однокомпонентных анизотропных линейных вязкоупругих грунтов и дается новый метод решения динамических задач в таких средах при произвольном виде ядер вязкоупругих операторов. Полученные результаты могут быть использованы для определения вязких и анизотропных констант грунтов, рассматриваемых как линейная вязкоупругая анизотропная среда.

§1. Основные уравнения и алгоритм решения динамических задач.

Ограничимся для простоты рассмотрением плоских двумерных уравнений двухкомпонентных изотропных и однокомпонентных анизотропных линейных вязкоупругих сред.

Уравнения движения двухкомпонентных изотропных линейных вязкоупругих сред в напряжениях имеют вид [3]

$$\frac{\partial \sigma_{ik}^{(i)}}{\partial x_k} + (-1)^j N_i = \sum_{\ell=1}^2 \rho_{\ell}^{(i)} \frac{\partial^2 u_i^{(\ell)}}{\partial t^2}, \quad (i, j, k=1, 2), \quad / \text{I.1} /$$

где индексы "1" и "2" относятся к первой и второй компонентам среды, соответственно, и

$$N_i = \frac{1}{\rho} \left[\rho_1 \lambda_0 \left(\frac{\partial \varepsilon^{(2)}}{\partial x_i} \right) + \rho_2 \lambda_0 \frac{\partial \varepsilon^{(1)}}{\partial x_i} \right] + \gamma \left[\frac{\partial u_i^{(1)}}{\partial t} - \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial t} \right], \quad / \text{I.2} /$$

$$\rho_1 = \rho_1^{(1)} + \rho_2^{(1)}, \quad \rho_2 = \rho_2^{(1)} + \rho_2^{(2)}, \quad \rho = \rho_1 + \rho_2, \quad \rho_2^{(2)} = \rho_2^{(1)} < 0,$$

ν - коэффициент диффузии.

Связь между компонентами тензоров напряжений и деформаций в случае бoльцмановских соотношений имеет вид

$$\sigma_{ii}^{(1)} = -\lambda_0 + \lambda_1 \varepsilon^{(1)} + 2\mu_1 \varepsilon_{ii}^{(1)} + L_3 (\varepsilon^{(1)}) + 2M_3 (\varepsilon_{ii}^{(1)}),$$

$$\frac{1}{2} [\sigma_{ik}^{(1)} + \sigma_{ki}^{(1)}] = 2\mu_1 \varepsilon_{ik}^{(1)} + 2M_3 (\varepsilon_{ik}^{(1)}),$$

$$\frac{1}{2} [\sigma_{ik}^{(1)} - \sigma_{ki}^{(1)}] = -L_5 (h_{ik}) + \lambda_5 h_{ki}, \quad / I.3 /$$

для первой компоненты упругой смеси и

$$\sigma_{ii}^{(2)} = \lambda_0 + L_2 (\varepsilon^{(2)}) + 2M_2 (\varepsilon_{ii}^{(2)}) + \lambda_4 \varepsilon^{(2)} + 2\mu_3 \varepsilon_{ii}^{(2)},$$

$$\frac{1}{2} [\sigma_{ik}^{(2)} + \sigma_{ki}^{(2)}] = 2M_2 (\varepsilon_{ik}^{(2)}) + 2\mu_3 \varepsilon_{ik}^{(2)},$$

$$\frac{1}{2} [\sigma_{ik}^{(2)} - \sigma_{ki}^{(2)}] = L_5 (h_{ik}) - \lambda_5 h_{ki}, \quad / I.4 /$$

для второй компоненты смеси, где операторы L_j и M_j

$$L_j = \lambda_j \left[\zeta - \int_{-\infty}^t f_j(t-\xi) \zeta(\xi) d\xi \right],$$

$$M_j = \mu_j \left[\zeta - \int_{-\infty}^t F_j(t-\xi) \zeta(\xi) d\xi \right], \quad / I.5 /$$

L_j и M_j любой из операторов, $f_j(t)$ и $F_j(t)$ ядра операторов вида

$$f_j(t) = \int_0^{\infty} h_j(\alpha) \alpha^{-2} \exp(-\frac{t}{\alpha}) d\alpha + \sum_{k=1}^n \frac{\delta_{kj}}{\tau_k} \exp(-\frac{t}{\tau_k}),$$

$$F_j(t) = \int_0^{\infty} H_j(\alpha) \alpha^{-2} \exp(-\frac{t}{\alpha}) d\alpha + \sum_{k=1}^n \frac{\Gamma_{kj}}{\tau_k} \exp(-\frac{t}{\tau_k}), \quad / I.6 /$$

причем h_j , H_j и δ_{kj} , Γ_{kj} непрерывные и дискретные функции времен релаксации и h_j и H_j ограничены на полуинтервале $0 \leq \alpha < \infty$. Кроме того, при $\alpha \sim 0$ функции h_j и H_j имеют порядок $O(\alpha^2)$.

λ_j и μ_j упругие постоянные и h_{ik} , ε_{ik} равны

$$h_{ik} = \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k^{(2)}}{\partial x_i}, \quad \varepsilon_{ik} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i^{(1)}}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k^{(1)}}{\partial x_i} \right]. \quad / I.7 /$$

Введем потенциальные функции Φ_i и Ψ_i по формулам

$$u_1^{(i)} = \frac{\partial \Phi_i}{\partial x_1} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial x_2}, \quad u_2^{(i)} = \frac{\partial \Phi_i}{\partial x_2} - \frac{\partial \Psi_i}{\partial x_1} \quad / \text{I.8} /$$

уравнения / I.1 / приводятся к виду

$$A_1 \Delta \Phi_1 + P_1 (\Delta \Phi_2) = \rho_1^{(i)} \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial t^2} + \rho_2^{(i)} \frac{\partial^2 \Phi_2}{\partial t^2} + \nu \left(\frac{\partial \Phi_1}{\partial t} - \frac{\partial \Phi_2}{\partial t} \right),$$

$$A_2 \Delta \Phi_1 + P_2 (\Delta \Phi_2) = \rho_2^{(i)} \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial t^2} + \rho_1^{(i)} \frac{\partial^2 \Phi_2}{\partial t^2} - \nu \left(\frac{\partial \Phi_1}{\partial t} - \frac{\partial \Phi_2}{\partial t} \right),$$

$$B_1 \Delta \Psi_1 + P_3 (\Delta \Psi_2) = \rho_1^{(i)} \frac{\partial^2 \Psi_1}{\partial t^2} + \rho_2^{(i)} \frac{\partial^2 \Psi_2}{\partial t^2} - \nu \left(\frac{\partial \Psi_1}{\partial t} - \frac{\partial \Psi_2}{\partial t} \right), \quad / \text{I.9} /$$

$$B_2 \Delta \Psi_1 + P_4 (\Delta \Psi_2) = \rho_2^{(i)} \frac{\partial^2 \Psi_1}{\partial t^2} + \rho_1^{(i)} \frac{\partial^2 \Psi_2}{\partial t^2} + \nu \left(\frac{\partial \Psi_1}{\partial t} - \frac{\partial \Psi_2}{\partial t} \right),$$

где Δ — двумерный оператор Лапласа, $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2}$,

$$P_1 = (L_3 + 2M_3 - \frac{\rho_1}{\rho} L_0), \quad P_2 = (L_2 + 2M_2 + \frac{\rho_2}{\rho} L_0),$$

$$P_3 = (M_3 + L_5), \quad P_4 = (M_2 - L_5),$$

$$A_1 = (\lambda_1 + 2\mu_1 - \frac{\rho_2}{\rho} \lambda_0), \quad A_2 = (\lambda_4 + 2\mu_3 + \frac{\rho_1}{\rho} \lambda_0),$$

$$B_1 = (\mu_1 - \lambda_5), \quad B_2 = (\mu_3 + \lambda_5). \quad / \text{I.10} /$$

Если упругая компонента упругой смеси отсутствует, то уравнения / I.9 / сводятся к двум относительно Φ_2 и Ψ_2

$$\Delta \Phi_2 - \int_{-\infty}^t [f_2(t-\varepsilon) + 2F_2(t-\varepsilon)] \Delta \Phi_2 = \frac{1}{a_2^2} \frac{\partial^2 \Phi_2}{\partial t^2}, \quad / \text{I.11} /$$

$$\Delta \Psi_2 - \int_{-\infty}^t F_2(t-\varepsilon) \Delta \Psi_2 d\varepsilon = \frac{1}{b_2^2} \frac{\partial^2 \Psi_2}{\partial t^2}.$$

В случае однокомпонентной анизотропной вязкоупругой среды уравнения движения в перемещениях (u, v) принимают вид

$$L_1 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x_1^2} \right) + M_3 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x_2^2} \right) + L_2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x_1 \partial x_2} \right) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2},$$

$$M_3 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x_1^2} \right) + L_3 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x_2^2} \right) + L_2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x_1 \partial x_2} \right) = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}, \quad / \text{I.12/}$$

$$u_1 = u, \quad u_2 = v,$$

причем соотношения / I.8 / равны

$$\sigma_{ii} = L(\epsilon) + 2M_i(\epsilon_{ii}), \quad (i=1,2),$$

$$\sigma_{ij} = 2M_3(\epsilon_{ij}), \quad (i \neq j; i, j=1,2), \quad / \text{I.13/}$$

где

$$L_1 = L + 2M_3, \quad L_2 = L + M_3, \quad L_3 = L + 2M_2. \quad / \text{I.14/}$$

Система уравнений / I.12/ описывает волновое движение среды, если операторы L_j и M_3 из / I.12/, преобразованные по Фурье, удовлетворяют условиям [4, 6]

$$\delta_0 > -2\alpha_0, \quad / \text{I.15/}$$

где

$$\delta_0 = \operatorname{Re} \left\{ 1 + [M_{30}^2(i\omega) - L_{20}^2(i\omega)] [L_{30}(i\omega)L_{30}(i\omega)]^{-1/2} \right\},$$

$$\alpha_0 = \operatorname{Re} [M_{30}(i\omega) L_{30}^{-1/2}(i\omega) L_{30}^{-1/2}(i\omega)].$$

Решение тех или иных частных задач в двухкомпонентных или однокомпонентных вязкоупругих средах представляет весьма сложную математическую задачу.

Алгоритм решения динамических задач в таких средах при воздействии импульсивных нагрузок, предлагаемый в данной работе, заключается в следующем.

1. При решении частных динамических задач в вязкоупругих средах граничные условия, как правило, задаются на конечных частях граничных поверхностей и действуют в течении конечно-го интервала времени.

2. Продолжим данные ненулевые граничные условия периодически по граничным внутренним координатам или по времени.

3. Период изменения граничных условий по граничным внутренним координатам или по времени выберем таким образом, чтобы влиянием волн, порожденных предыдущими ненулевыми граничными условиями по координатам или по времени, можно было пренебречь в окрестности исследуемой граничной поверхности или к моменту прихода следующего импульса по времени, отличного от нуля.

4. Введение такой периодичности позволяет искать решения уравнений движения в виде комплексного ряда Фурье по соответствующим координатам или по времени.

5. Граничные ненулевые переменные также необходимо разлагать в комплексный ряд Фурье по координатам или по времени.

6. Если решается задача Коши, то аналогично можно вводить периодичность по координатам, когда ненулевые начальные условия задаются на конечной части физического пространства.

На основе предлагаемого алгоритма ниже приводится решение некоторых частных динамических задач для однокомпонентного и двухкомпонентного вязкоупругого тела.

§2. Одномерные волны в вязкоупругом стержне переменного сечения.

Задача сводится к решению уравнения

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{F'(x)}{F(x)} \sigma_x = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad x = x_1, \quad / 2.1 /$$

где $F(x)$ - толщина стержня с расстоянием, при этом

$$\sigma_x = E_0 \left[\epsilon_x - \int_{-\infty}^t f(t-\tau) \epsilon_x d\tau \right]. \quad / 2.2 /$$

Граничные и начальные условия имеют вид

$$\sigma_x = -f_1(t), \quad (x=0, t \geq t_1), \quad / 2.3 /$$

$$u = 0, \quad (x \rightarrow \infty, t \geq t_1),$$

$$u = \frac{\partial u}{\partial t} = 0, \quad (t = t_1),$$

причем $f_1(t) \neq 0$ при $t_1 \leq t \leq t_2$ и $t_1 > (t_2 - t_1)$.

Следуя алгоритму, предложенному в §1, продолжим $f_1(t)$ периодически и нечетно по времени с периодом $2T$, удовлетворяющего неравенству $T > 2t_1$. Тогда решение задачи / 2.1 / - / 2.3 / можно искать в виде

$$u(x, t) = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} U_k(x) \exp(i \frac{k\pi}{T} t), \quad i = \sqrt{-1}, \quad / 2.4 /$$

и для определения $U_k(x)$ получим задачу

$$\frac{d^2 U_k}{dx^2} + \frac{F'(x)}{F(x)} \frac{dU_k}{dx} + \frac{k^2 \pi^2}{c^2 T^2 (1 - E_k)} U_k = 0, \quad (x > 0) \quad / 2.5 /$$

$$\frac{dU_k}{dx} = -\frac{f_k}{E_0 (1 - E_k)}, \quad (x=0); \quad U_k = 0, \quad (x \rightarrow \infty), \quad / 2.6 /$$

где

$$E_k = \int_0^{\infty} f(t) \exp(i \frac{k\pi}{T} t) dt, \quad c^2 = \frac{E_0}{\rho},$$

$$f_k = \frac{2}{T} \int_{t_1}^{t_2} f_2(t) \sin(\frac{k\pi}{T} t) dt, \quad L_k = \frac{k^2 \pi^2}{c^2 T^2 (1 - E_k)}$$

Общее решение уравнения / 2.5 / можно построить лишь для частных видов функции $F(x)$. Поэтому рассмотрим случаи, когда функция $F(x)$ имеет вид.

1. При $F(x) = 1 + \varepsilon x$, где ε - мало, решение уравнения / 2.5 / имеет вид

$$U_k = C_1 H_0^{(1)} \left[\frac{\sqrt{L_k}}{\varepsilon} (1 + \varepsilon x) \right] + C_2 H_0^{(2)} \left[\frac{\sqrt{L_k}}{\varepsilon} (1 + \varepsilon x) \right]. \quad / 2.7 /$$

2. При $F(x) = e^{-\alpha x}$, где α - мало,

$$U_k = e^{-\alpha x / 2} \left[C_1 e^{i \sqrt{L_k - \alpha^2} / 4 x} + C_2 e^{-i \sqrt{L_k - \alpha^2} / 4 x} \right]. \quad / 2.8 /$$

3. При $F(x) = \text{ch}^2(\alpha x)$, где α - мало,

$$U_k = \text{ch}^{-1}(\alpha x) \left[C_1 e^{i \sqrt{L_k - \alpha^2} x} + C_2 e^{-i \sqrt{L_k - \alpha^2} x} \right]. \quad / 2.9 /$$

4. При $F(x) = \cos^2(\alpha x)$, где α - мало,

$$U_k = \cos^{-1}(\alpha x) \left[C_1 e^{i \sqrt{L_k + \alpha^2} x} + C_2 e^{-i \sqrt{L_k + \alpha^2} x} \right]. \quad / 2.10 /$$

5. В общем случае, когда $F(x) = 1 + \varepsilon \varphi(x)$, где ε и $\varphi'(x)$ малы по физическому смыслу задачи

$$U_k = C_1 \exp[i \sqrt{L_k} x] \left\{ 1 - i \varepsilon \sqrt{L_k} \exp[2i \sqrt{L_k} x] \int_0^x \varphi(\xi) \exp[2i \sqrt{L_k} \xi] d\xi \right\} + C_2 \exp[-i \sqrt{L_k} x] \left\{ 1 + i \varepsilon \sqrt{L_k} \exp[2i \sqrt{L_k} x] \int_0^x \varphi(\xi) \exp[2i \sqrt{L_k} \xi] d\xi \right\}, \quad / 2.11 /$$

при этом $\varphi(0) = 0$.

Здесь C_1 и C_2 постоянные, определяемые из граничных условий / 2.6 /, и равны:

для первого случая:

$$C_1 = 0, \quad C_2 = -T_K \sqrt{L_K} \left\{ H_0^{(2)} \left[\frac{\sqrt{L_K}}{c} \right] \right\}^{-1},$$

для второго случая:

$$C_1 = 0, \quad C_2 = T_K l_{,K} \left[i \sqrt{L_K - \frac{c^2}{v^2}} + \frac{\alpha}{2} \right]^{-1},$$

для третьего случая:

$$C_1 = 0, \quad C_2 = -i T_K L_K \left[\sqrt{L_K - \alpha^2} \right]^{-1},$$

для четвертого случая:

$$C_1 = 0, \quad C_2 = -i T_K L_K \left[\sqrt{L_K + \alpha^2} \right]^{-1},$$

для пятого случая:

$$C_1 = 0, \quad C_2 = -i T_K \sqrt{L_K}, \quad T_K = f_K T^2 [k^2 r^2 \rho]^{-1}$$

Зная выражения функции $U_K(x)$ для всех случаев, нетрудно определить величину напряжения в каждой точке стержня с течением времени.

Например, для стержня постоянной толщины

$$\sigma_x(x, t) = - \sum_{k=1}^{\infty} f_k \exp\left(-\frac{x \sin \frac{\theta}{2} k r}{c T \sqrt{Q}}\right) \sin \left[\frac{k r}{T} \left(t - \frac{x}{c \sqrt{Q}} \cos \frac{\theta}{2} \right) \right], \quad / 2.12/$$

где

$$\theta = \arccos(1 - E_K), \quad Q = \text{mod} |1 - E_K|.$$

На рис. 1 показано изменение напряжения в различных точках стержня постоянного сечения в зависимости от времени при ядре оператора $f(t)$ и функции $f_2(t)$ вида

$$f(t) = \frac{\delta}{\tau} \exp\left(-\frac{t}{\tau}\right), \quad f_2(t) = G_0 \sin^2 \left[\pi \frac{t - t_1}{t_2 - t_1} \right] \quad / 2.13/$$

для различных значений времени релаксации τ и параметра φ , входящего в граничную функцию [4].

Как следует из рис. 1, амплитуда волны с расстоянием от торца стержня падает, а длина импульса растягивается, что и должно вытекать из физического смысла влияния вязких параметров.

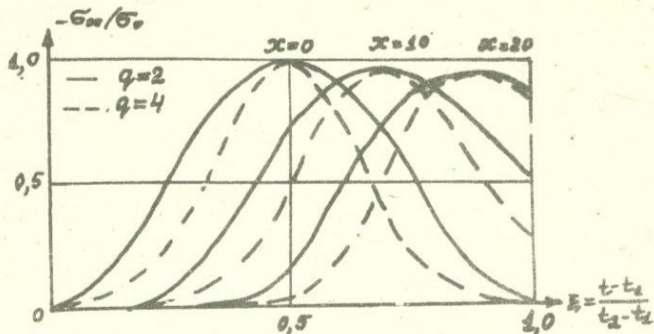


Рис. 1. Изменение величины напряжения

в различных точках стержня в зависимости от

Кроме того, / 2.12/ была использована для определения констант вязкого оператора посредством сравнения численных расчетов с результатами эксперимента для вязкого оптически - чувствительного полимерного материала ЭДМ - 6 методом динамической фотоупругости.

На рис. 2 показано сравнение расчетных и экспериментальных данных [5].

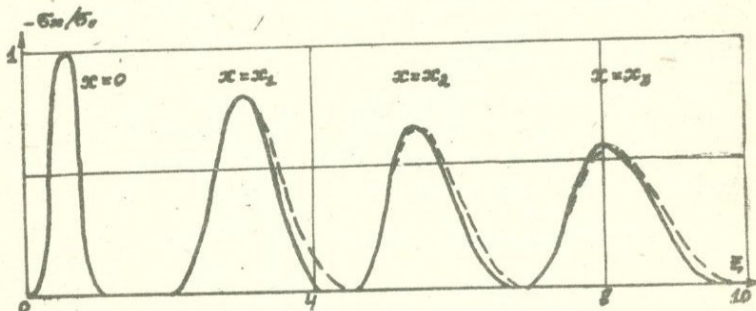


Рис. 2. Кривые напряжения -

сплошная кривая - эксперимент,

пунктирная кривая - числовой расчет.

Сравнение данных, полученных численным и экспериментальным методами, позволило определить величины первых трех времен релаксации и соответствующих параметров [5]:

$$\tau_1 = 0,16 \cdot 10^5 \text{ мксек}, \quad \tau_2 = 0,14 \cdot 10^5 \text{ мксек}, \quad \tau_3 = 0,11 \cdot 10^5 \text{ мксек},$$

$$\gamma_1 = 0,3; \quad \gamma_2 = 0,15; \quad \gamma_3 = 0,07.$$

Формула / 2.12/ может быть использована для определения вязких параметров других материалов ис использованием данных, полученных другими экспериментальными методами.

§3. Плоские одномерные волны в двухкомпонентных вязкоупругих средах.

Задача сводится к определению перемещений $u_i^{(j)} = u$ и $u_i^{(2)} = v$, удовлетворяющих системе двух уравнений:

$$A_1 \Delta u + P_1 (\Delta v) = \rho_1^{(j)} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho_1^{(2)} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \nu \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial v}{\partial t} \right), \quad / 3.1 /$$

$$A_2 \Delta u + P_2 (\Delta v) = \rho_2^{(j)} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho_2^{(2)} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - \nu \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial v}{\partial t} \right)$$

при следующих граничных условиях

$$\sigma_{xx}^{(j)} = -\lambda_0 - (1 - k_0) f_1(t); \quad \sigma_{xx}^{(2)} = \lambda_0 - k_0 f_1(t), \quad (x=0), \quad / 3.2 /$$

$$u = 0, \quad v = 0, \quad (x = \infty),$$

причем функция $f_1(t)$ удовлетворяет условиям как и в параграфе 2, где k_0 - коэффициент пористости или процентного содержания второй компоненты.

Начальные условия нулевые.

Как и ранее, продолжая функцию $f_1(t)$ периодически и нечетно по t , начальные условия можно не учитывать и перемещения u и v искать в виде

$$u(x, t) = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} U_k(x) \exp(i \frac{k\pi}{T} t);$$

$$v(x, t) = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} V_k(x) \exp(i \frac{k\pi}{T} t). \quad / 3.3 /$$

Для функций U_k и V_k получаем задачу

$$[A_1 \Delta U_k + \frac{k\pi}{T} (\rho_1^{(j)} \frac{k\pi}{T} - i\nu) U_k] + [P_{1k} \Delta V_k + \frac{k\pi}{T} (\rho_1^{(2)} \frac{k\pi}{T} + i\nu) V_k] = 0,$$

$$[A_2 \Delta U_k + \frac{k\pi}{T} (\rho_2^{(j)} \frac{k\pi}{T} + i\nu) U_k] + [P_{2k} \Delta V_k + \frac{k\pi}{T} (\rho_2^{(2)} \frac{k\pi}{T} - i\nu) V_k] = 0 \quad / 3.4 /$$

при $x > 0$ и

$$(\lambda_1 + 2M_1) u'_x + (L_{3x} + 2M_{3x}) v'_x = -(1 - k_0) f'_n, \quad (x=0),$$

$$(\lambda_4 + 2M_5) u'_x + (L_{2x} + 2M_{2x}) v'_x = -k_0 f'_n, \quad (x=0), \quad / 3.5 /$$

$$u_x = v_x = 0, \quad (x = \infty),$$

где

$$P_{3x} = (L_{3x} + 2M_{3x} - \frac{P_3}{\rho} L_{0x}); \quad P_{2x} = (L_{2x} + 2M_{2x} + \frac{P_2}{\rho} L_{0x}),$$

$$L_{jx} = \lambda_j \left[1 - \int_0^{\infty} f_j(t) \exp(-i \frac{k\bar{D}}{T} t) dt \right]; \quad M_{jx} = \mu_j \left[1 - \int_0^{\infty} f_j(t) \exp(-i \frac{k\bar{D}}{T} t) dt \right].$$

Решение уравнений / 3.4 / при условиях / 3.5 / имеет вид

$$u_x(x) = i \frac{f_n}{\Delta} \left[\overline{T}_1 \vartheta \exp(-i \eta_1 x) - \overline{T}_2 \vartheta \exp(-i \eta_2 x) \right]; \quad \Delta = E_1 E_4 - E_2 E_3;$$

$$v_x(x) = i \frac{f_n}{\Delta} \left[\overline{T}_1 \omega_1 \exp(-i \eta_1 x) - \overline{T}_2 \omega_2 \exp(-i \eta_2 x) \right]; \quad / 3.6 /$$

$$\overline{T}_1 = \frac{(1 - k_0) E_4 - k_0 E_2}{\eta_1}; \quad \overline{T}_2 = \frac{(1 - k_0) E_3 - k_0 E_1}{\eta_2};$$

где η_j - корни уравнения $\eta^4 - T_{3x} \eta^2 + T_{2x} = 0$; $\text{Im } \eta_j < 0$;

$$E_j = (\lambda_j + 2M_j) - \omega_j (L_{3x} + 2M_{3x}); \quad E_{j+2} = (\lambda_{j+2} + 2M_{j+2}) - \omega_j (L_{2x} + 2M_{2x});$$

$$\omega_j = [A_1 \eta_j^2 - \frac{k\bar{D}}{T} (P_3^{(1)} \frac{k\bar{D}}{T} - i\nu)] \cdot [P_{3x} \eta_j^2 - \frac{k\bar{D}}{T} (P_2^{(2)} \frac{k\bar{D}}{T} + i\nu)]^{-1};$$

$$\overline{T}_{2x} = \left[\frac{k\bar{D}}{T} \frac{P_3^{(1)}}{T} (P_3^{(1)} \frac{k\bar{D}}{T} - i\nu) (P_2^{(2)} \frac{k\bar{D}}{T} - i\nu) - \frac{k\bar{D}}{T} (P_3^{(2)} \frac{k\bar{D}}{T} + i\nu)^2 \right] (A_2 P_{2x} - A_1 P_{3x})^{-1};$$

$$\overline{T}_{1x} = \left[P_{2x} \frac{k\bar{D}}{T} (P_3^{(1)} \frac{k\bar{D}}{T} - i\nu) + A_1 \frac{k\bar{D}}{T} (P_2^{(2)} \frac{k\bar{D}}{T} - i\nu) - \right. \\ \left. - (A_2 + P_{3x}) \frac{k\bar{D}}{T} (P_3^{(1)} \frac{k\bar{D}}{T} + i\nu) \right] (A_2 P_{2x} - A_1 P_{3x})^{-1};$$

и для величин напряжений получим выражения

$$\sigma_{xx}^{(a)} = -\lambda_0 - \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_n}{\Delta} \left\{ E_1 \eta_1 \overline{T}_1 \exp \left[i (\eta_1 x + \frac{k\bar{D}}{T} t) \right] - \right. \\ \left. - E_2 \eta_2 \overline{T}_2 \exp \left[i (\eta_2 x + \frac{k\bar{D}}{T} t) \right] \right\};$$

$$\sigma_{xx}^{(z)} = \lambda_0 - \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_n}{\Delta} \left\{ E_3 \eta_1 \overline{T}_1 \exp \left[i (\eta_1 x + \frac{k\bar{D}}{T} t) \right] - \right.$$

$$- E_4 \eta_2 \mathcal{T}_2 \exp \left[i \left(\eta_2 x + \frac{k \mathcal{T}}{\mathcal{T}} t \right) \right];$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{xx}^{(1)} + \sigma_{xx}^{(2)} = - \mathcal{T} m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k}{\Delta} \left\{ (E_1 + E_3) \eta_1 \mathcal{T}_1 \exp \left[i \left(\eta_1 x + \frac{k \mathcal{T}}{\mathcal{T}} t \right) \right] - \right.$$

$$\left. - (E_2 + E_4) \eta_2 \mathcal{T}_2 \exp \left[i \left(\eta_2 x + \frac{k \mathcal{T}}{\mathcal{T}} t \right) \right] \right\}.$$

Если одна из компонент отсутствует, то получим решение или для вязкого стержня, или для упругого стержня, причем для последнего случая ряд типа / 2.12/ суммируется и выражение для напряжения имеет известный вид.

§5. Сосредоточенный импульс в анизотропной вязкоупругой среде.

Если возмущающая сила локализована в начале координат и представляет из себя сосредоточенный импульс, то компоненты смещения u и v в анизотропной среде в случае плоской задачи удовлетворяют системе уравнений

$$L_1 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) + M_1 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + L_2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2};$$

$$M_2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right) + L_3 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + L_2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \right) = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \rho F(x, y, t); \quad / 4.1 /$$

где $F(x, y, t) = \delta(x) \delta(y) F_2(t)$, причем $F_2 \neq 0$ при $t_1 \leq t \leq t_2$. Кроме того, при $\sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty$ смещения затухают.

Как и при решении предыдущих задач, продолжим периодически функцию $F_2(t)$ по t . Тогда смещения u и v можно искать в виде:

$$u(x, y, t) = \mathcal{T} m \sum_{k=1}^{\infty} u_k(x, y) \exp \left(i \frac{k \mathcal{T}}{\mathcal{T}} t \right),$$

$$v(x, y, t) = \mathcal{T} m \sum_{k=1}^{\infty} v_k(x, y) \exp \left(i \frac{k \mathcal{T}}{\mathcal{T}} t \right). \quad / 4.2 /$$

Для определения u_k и v_k получим систему

$$L_{1k} \frac{\partial^2 u_k}{\partial x^2} + M_{1k} \frac{\partial^2 u_k}{\partial y^2} + L_{2k} \frac{\partial^2 v_k}{\partial x \partial y} + \frac{k^2 \mathcal{T}^2}{\mathcal{T}^2} \rho u_k = 0; \quad / 4.3 /$$

$$M_{3K} \frac{\partial^2 V_K}{\partial x^2} + L_{2K} \frac{\partial^2 V_K}{\partial y^2} + L_{2K} \frac{\partial^2 U_K}{\partial x \partial y} + \frac{k^2 \pi^2}{\pi^2} P \delta_K + F_K \delta(x) \delta(y) = 0;$$

где

$$L_{1K} = L_K + 2M_{2K}; \quad L_{2K} = L_K + M_{3K}; \quad L_{3K} = L_K + 2M_{2K};$$

$$L_K = \lambda \left[1 - \int_0^{\infty} f_0(t) \exp(i \frac{k\sqrt{t}}{\pi}) dt \right]; \quad F_K = \frac{2\rho}{\pi} \int_{t_1}^{t_2} F_3(t) \sin(\frac{k\sqrt{t}}{\pi}) dt;$$

$$M_{jK} = M_j \left[1 - \int_0^{\infty} f_j(t) \exp(i \frac{k\sqrt{t}}{\pi}) dt \right]; \quad (j=1, 2, 3).$$

Так как произведение дельта-функций представляется как

$$\delta(x) \delta(y) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} d\alpha \int_{-\infty}^{\infty} \exp[i(\alpha y + \beta x)] d\beta; \quad / 4.4 /$$

то решение уравнений / 4.3 / будем искать в виде

$$U_K(x, y) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} U(\xi, \eta) \exp[ik_0(\xi y + \eta x)] d\xi d\eta; \quad k_0 = \frac{\pi k}{\pi}; \quad / 4.5 /$$

$$V_K(x, y) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} V(\xi, \eta) \exp[ik_0(\xi y + \eta x)] d\xi d\eta;$$

где $\xi = \alpha k_0^{-1}$; $\eta = \beta k_0^{-1}$, или

$$U_K = -\frac{i}{\pi} \frac{L_{2K} F_K}{L_{2K} M_{2K}} \int_{-\infty}^{\infty} \eta \exp(i k_0 \eta x) \sum_{j=1}^2 [(-1)^{j+1} \exp(-i k_0 \xi_j |\eta|)] (\xi_1^2 - \xi_2^2)^{-1/2} d\eta;$$

$$V_K = -\frac{i}{\pi} \frac{F_K}{L_{2K} M_{2K}} \int_{-\infty}^{\infty} \exp(i k_0 \eta x) \sum_{j=1}^2 [(-1)^{j+1} P_j(\eta) \exp(-i k_0 \xi_j |\eta|)] (\xi_1^2 - \xi_2^2)^{-1/2} d\eta;$$

$$\xi_{1,2}^2 = \frac{1}{2} [A(\eta) \pm \sqrt{B^2(\eta) + 4B(\eta)}], \quad \text{Im } \xi_{1,2} < 0;$$

$$P_j(\eta) = (\rho - \xi_j^2 M_{3K} - \eta^2 L_{2K}) \cdot \xi_j^{-1/2}; \quad (j=1, 2);$$

$$A(\eta) = \frac{1}{L_{2K} M_{2K}} [\rho(M_{3K} + L_{3K}) + \eta^2 (L_{2K} - L_{3K} L_{2K} - M_{2K}^2)];$$

$$B(\eta) = \frac{1}{L_{2K} M_{2K}} [-\rho^2 + \rho \eta^2 (L_{2K} + M_{3K}) - \eta^4 L_{2K} M_{2K}];$$

и которое затухает при $|x| \rightarrow \infty$

Величины напряжений σ_{ij} равны

$$\sigma_{xx} = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} \sigma_{xx}^{(k)} \exp(i \frac{k\sqrt{\eta}}{\eta} t);$$

$$\sigma_{yy} = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} \sigma_{yy}^{(k)} \exp(i \frac{k\sqrt{\eta}}{\eta} t);$$

$$\sigma_{xy} = \text{Im} \sum_{k=1}^{\infty} \sigma_{xy}^{(k)} \exp(i \frac{k\sqrt{\eta}}{\eta} t); \quad / 4.6 /$$

где

$$\sigma_{xx}^{(k)} = \frac{1}{4\sqrt{\eta}} \frac{k_0 F_k}{L_{1k} M_{3k}} \int_{-\infty}^{\infty} \{ [L_{1k} L_{2k}] \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) - L_{1k} \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \varepsilon_j P_j(\eta) \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) \} (\varepsilon_1^2 - \varepsilon_2^2)^{-1} d\eta;$$

$$\sigma_{yy}^{(k)} = \frac{1}{4\sqrt{\eta}} \frac{k_0 F_k}{L_{3k} M_{3k}} \int_{-\infty}^{\infty} \{ [L_{3k} L_{2k}] \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) - L_{3k} \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \varepsilon_j P_j(\eta) \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) \} (\varepsilon_1^2 - \varepsilon_2^2)^{-1} d\eta; \quad / 4.7 /$$

$$\sigma_{xy}^{(k)} = -\frac{1}{4\sqrt{\eta}} \frac{k_0 F_k}{L_{1k}} \int_{-\infty}^{\infty} \{ [L_{2k}] \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) - \eta \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} P_j(\eta) \exp(ik_0 \eta x - ik_0 \varepsilon_j |y|) \} (\varepsilon_1^2 - \varepsilon_2^2)^{-1} d\eta.$$

В общем случае анализ выражений / 4.7 / весьма труден. Поэтому рассмотрим некоторые частные случаи.

Пусть среда изотропна. Тогда

$$L_{1k} = L_k + 2M_k; \quad L_{2k} = L_k + M_k; \quad L_{3k} = L_k + 2M_k = L_{1k}; \\ M_{3k} = M_k; \quad \varepsilon_1 = \sqrt{\rho / (L_k + 2M_k) - \eta^2}; \quad \varepsilon_2 = \sqrt{\rho / M_k - \eta^2}; \quad / 4.8 /$$

$$P_1(\eta) = \frac{L_k + M_k}{\varepsilon_1} \left(\frac{\rho}{L_k + 2M_k} - \eta^2 \right); \quad P_2(\eta) = -\frac{L_k + M_k}{\varepsilon_2} \eta^2;$$

и для величин / 4.7 / получим

$$\sigma_{xx}^{(k)} = \frac{k_0 F_x (z_1^2 - z_2^2)^{-1}}{M_x (L_x + 2M_x)} \left\{ 2(L_x + M_x) [T_{1,0}^{(2)} - T_{2,0}^{(2)}] - \frac{L_x (L_x + M_x)}{L_x + 2M_x} \rho T_{1,0}^{(0)} \right\};$$

$$\sigma_{yy}^{(k)} = \frac{k_0 F_x (z_1^2 - z_2^2)^{-1}}{M_x (L_x + 2M_x)} \left\{ (2L_x + M_x) [T_{1,0}^{(2)} - T_{2,0}^{(2)}] - (L_x + M_x) \rho T_{1,0}^{(0)} \right\}; \quad / 4.9 /$$

$$\sigma_{xy}^{(k)} = - \frac{k_0 F_x (z_1^2 - z_2^2)^{-1}}{L_x + 2M_x} \left\{ (L_x + M_x) [T_{2,1}^{(3)} - T_{2,2}^{(3)}] + (L_x + 2M_x) [T_{2,0}^{(1)} - T_{2,0}^{(1)}] - \rho \frac{L_x + M_x}{L_x + 2M_x} T_{2,1}^{(1)} \right\};$$

где

$$T_{j,m}^{(l)} = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \eta^l \varepsilon_j^{-m} \exp[i k_0 (\eta x - \varepsilon_j |\eta|)] d\eta$$

и равны

$$T_{j,1}^{(0)} = \frac{1}{k_0^e} \frac{d^e}{d|\eta|^e} H_0^{(e)}(\rho_j k_0 \sqrt{x^2 + \eta^2}); \quad (e=0,1,2,3);$$

$$T_{j,0}^{(e)} = \frac{1}{k_0^{2+e}} \frac{d^{2+e}}{d|x| d|\eta|^e} H_0^{(e)}(\rho_j k_0 \sqrt{x^2 + \eta^2}); \quad (e=0,1,2); \quad / 4.10 /$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho / (L_x + 2M_x)}, \quad \rho_2 = \sqrt{\rho / M_x}.$$

Здесь $H_0^{(z)}$ - функции Ханкеля.

Если анизотропная среда вязкоупруга, но коэффициенты Пуассона ее постоянны, что накладывает ограничения на вязкие постоянные, то

$$L_{jx} = \lambda_j \varphi(k), \quad L_x = \lambda \varphi(k), \quad M_{jx} = \mu_j \varphi(k) \quad / 4.11 /$$

и соотношения / 4.7 /, например, при $y = px$, где p произвольное действительное число, примут вид

$$\sigma_{xx}^{(k)} = \frac{k_0 F_k \varphi^{-3/2}}{4\pi \lambda_2 \mu_3} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \lambda_2 \lambda_3 \tau^2 \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] - \right. \\ \left. - \lambda \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \bar{\varepsilon}_{j0} P_{j0}(\tau) \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] \right\} (\bar{\varepsilon}_{10}^2 - \bar{\varepsilon}_{20}^2)^{-1} d\tau;$$

$$\sigma_{yy}^{(k)} = \frac{k_0 F_k \varphi^{-3/2}}{4\pi \lambda_2 \mu_3} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \lambda \lambda_2 \tau^2 \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] - \right. \\ \left. - \lambda_3 \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \bar{\varepsilon}_{j0} P_{j0}(\tau) \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] \right\} (\bar{\varepsilon}_{10}^2 - \bar{\varepsilon}_{20}^2)^{-1} d\tau; \quad / 4.12/$$

$$\sigma_{xy}^{(k)} = - \frac{k_0 F_k \varphi^{-3/2}}{4\pi \lambda_2} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \lambda_2 \tau \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] - \right. \\ \left. - \tau \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} P_{j0}(\tau) \exp \left[\frac{i k_0}{\sqrt{\varphi}} x (\tau - \bar{\varepsilon}_{j0} |p|) \right] \right\} (\bar{\varepsilon}_{10}^2 - \bar{\varepsilon}_{20}^2)^{-1} d\tau;$$

где $\tau = \gamma \sqrt{\varphi(k)}$;

$$\bar{\varepsilon}_{(i,2)0}^2 = \frac{1}{2} \left[A_0(\tau) \pm \sqrt{A_0^2(\tau) + 4B_0(\tau)} \right]; \quad \text{Im } \bar{\varepsilon}_{(i,2)0} < 0;$$

$$A_0(\tau) = \frac{1}{\lambda_3 \mu_3} \left[\tau^2 (\lambda_2^2 - \lambda_2 \lambda_3 - \mu_3^2) + p (\lambda_3 + \mu_3) \right];$$

$$B_0(\tau) = \frac{1}{\lambda_3 \mu_3} \left[-\tau^4 \lambda_2 \mu_3 + p \tau^2 (\lambda_2 + \mu_3) - p^2 \right];$$

$$P_{j0}(\tau) = (p^2 - \bar{\varepsilon}_{j0}^2 \mu_3 - \tau^2 \lambda_2) \cdot \bar{\varepsilon}_{j0}^{-1}; \quad (j=1,2);$$

$$\bar{\varepsilon}_{10}^2 - \bar{\varepsilon}_{20}^2 = \sqrt{A_0^2(\tau) + 4B_0(\tau)}.$$

Если, кроме того, анизотропные константы удовлетворяют условию

$$\lambda_3 \mu_3 + \lambda_2^2 - \mu_3^2 + \lambda_1 \mu_3 - \lambda_2 \lambda_3 = 0, \quad / 4.13/$$

которое включает себя и изотропную среду, то интегралы в / 4.12/ вычисляются и равны [2]

$$\begin{aligned} \sigma_{xx}^{(k)} &= \frac{k_0 F_x \lambda_3}{4 \gamma_0 \sqrt{\mu^3}} \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} [\lambda_1 \lambda_2 z^2 - \lambda E_{j0} P_{j0}(z)] \times \\ &\quad \times \exp \left[i \frac{k_0}{\sqrt{\mu}} |x| (z - E_{j0} |y|) \right] \Big|_{z=i\gamma_0} ; \\ \sigma_{yy}^{(k)} &= \frac{k_0 F_x \lambda_3}{4 \gamma_0 \sqrt{\mu^3}} \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} [\lambda \lambda_2 z^2 - \lambda_3 E_{j0} P_{j0}(z)] \times \\ &\quad \times \exp \left[i \frac{k_0}{\sqrt{\mu}} |x| (z - E_{j0} |y|) \right] \Big|_{z=i\gamma_0} ; \end{aligned} \quad / 4.14/$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xy}^{(k)} &= - \frac{k_0 F_x \lambda_3 \mu_3}{4 \gamma_0 \sqrt{\mu^3}} \sum_{j=1}^2 (-1)^{j+1} z [\lambda_2 - P_{j0}(z)] \times \\ &\quad \times \exp \left[i \frac{k_0}{\sqrt{\mu}} |x| (z - E_{j0} |y|) \right] \Big|_{z=i\gamma_0} ; \end{aligned}$$

где

$$\gamma_0 = \sqrt{\frac{\rho (\lambda_2^2 \lambda_3 + \lambda_1 \lambda_3 \mu_3 + \lambda_3 \mu_3^2 - \lambda_2 \lambda_3^2 - \mu_3^3)}{\lambda_1 \lambda_3 (\lambda_2^2 + \mu_3^2 - \lambda_1 \lambda_3) - (\lambda_2^2 - \mu_3^2)^2}}$$

Аналогично можно рассмотреть другие частные случаи.

§5. Цилиндрические и сферические волны в вязкоупругой среде.

Пусть в вязкоупругой изотропной среде распространяется одномерная цилиндрическая или сферическая волна, порожденная равномерным давлением, приложенным к поверхности цилиндрической или сферической полости радиуса r_0 .

В безразмерных переменных

$$u = \frac{u_r}{r_0}, \quad z = \frac{R}{r_0}, \quad \tau = \frac{a t}{r_0}, \quad a^2 = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \quad / 5.1 /$$

задача сводится к решению уравнения

$$\Delta u - \int_{-\infty}^{\tau} [F_1(\tau-\xi) + 2F_2(\tau-\xi)] \Delta u d\xi = \frac{\partial^2 u}{\partial \tau^2} \quad / 5.2 /$$

при граничных и начальных условиях

$$\sigma_{\tau\tau} = -f_0(\tau), \quad (\tau=1, \tau \geq \tau_2); \quad u=0, \quad (\tau=\infty);$$

$$u = \frac{\partial u}{\partial \tau} = 0, \quad (\tau = \tau_2); \quad / 5.3 /$$

где

$$F_j(\tau) = f_j \left(\frac{\tau_0 \tau}{a} \right); \quad \Delta u = \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{m}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{m}{r^2} u. \quad / 5.4 /$$

Здесь $m=1$ соответствует цилиндрической волне, а $m=2$ сферической волне.

Предполагая, что функция $f_0(\tau)$ отлична от нуля при $\tau_1 \leq \tau \leq \tau_2$, и продолжая ее периодически и нечетно по τ с периодом $2T$, как и при решении предыдущих задач, u можно искать в виде

$$u(r, \tau) = \sum_{k=1}^{\infty} u_k(r) \exp(i \frac{k\pi}{T} \tau), \quad / 5.5 /$$

причем для $u_k(r)$ получим задачу

$$u_k'' + \frac{m}{r} u_k' - \left(\frac{m}{r^2} - \frac{k^2 \pi^2}{a_k^2 T^2} \right) u_k = 0; \quad (r > 1)$$

$$u_k' = -A_k u_k - B_k B_k^{-1}, \quad (r=1); \quad u_k=0, \quad (r=\infty); \quad / 5.6 /$$

где

$$A_k = \rho m B_k^{-1} (1 - L_{1k}) (a^2 - 2b^2); \quad a_k^2 = (1 - L_k); \quad B_k = \frac{2}{T} \int_0^{\tau_2} f_0(\tau) \sin\left(\frac{k\pi}{T} \tau\right) d\tau;$$

$$B_k = \rho \left[(a^2 - 2b^2) (1 - L_{1k}) + 2b^2 (1 - M_k) \right]; \quad M_k = (2\rho)^{-1} \left[(1 + 2\rho) L_k - \rho L_{1k} \right];$$

$$L_k = \int_0^{\tau_2} [F_1(\tau) + 2F_2(\tau)] \exp(-i \frac{k\pi}{T} \tau) d\tau; \quad L_{1k} = \int_0^{\tau_2} F_2(\tau) \exp(-i \frac{k\pi}{T} \tau) d\tau.$$

Решение задачи / 5.6 / имеет вид

$$u_k(r) = C_k r^{-\frac{m-1}{2}} H_{\frac{m-1}{2}}^{(2)} \left(\frac{k\pi}{a_k T} r \right); \quad / 5.7.1 /$$

где $H_{\nu}^{(2)}(z)$ функции Ханкеля,

$$C_k = -B_k B_k^{-1} \left\{ (1 + A_k) H_{\frac{m-1}{2}}^{(2)} \left(\frac{k\pi}{a_k T} \right) - \frac{k\pi}{a_k T} H_{\frac{m+1}{2}}^{(2)} \left(\frac{k\pi}{a_k T} \right) \right\}.$$

При $m=2$ функции Ханкеля выражаются через элементарные функции.

Литература.

1. Будаев В.С. Распространение колебаний от источника типа сосредоточенного импульса в анизотропной среде. Прикл. механика, 1973, т.9, №2.

2. Лаврентьев М.А., Шабат Б.В. Методы теории функций комплексного переменного. М., 1958.

3. Филиппов И.Г. Динамическая теория относительного течения многокомпонентных сред. Прикл. механика, 1971, т.7, № 10.

4. Филиппов И.Г., Попович А.Ю. О некоторых динамических задачах для вязкоупругих анизотропных сред. Изв. АН МССР, 1975, № 3.

5. Филиппов И.Г., Скропкин С.В. Один способ определения ядра вязкоупругого оператора на вязкоупругом стержне. Материалы 8-го Всес. симпозиума по распространению упругих и упруго-пластических волн. Фрунзе, 1975г.

6. Rayton R., *Two-dimensional wave front shape induced in a strained elastic body. Arch. Rat. Mech. Anal.*, 1969, v. 32.

НЕЛИНЕЙНАЯ КОНСОЛИДАЦИЯ ГЛИН С УЧЕТОМ СТАРЕНИЯ

Н.А.ЦЫТОВИЧ, З.Г.ТЕР-МАРТИРОСЯН,

С.Ш.НУРИДЖАНИЯ

(МИСИ им.В.В.Куйбышева)

Строительство на слабых водонасыщенных грунтах и инженерное освоение территорий в Западной Сибири и других районах СССР связано с разработкой эффективных методов предварительного их уплотнения. В связи с этим, проблема прогнозирования консолидационных процессов, протекающих в слабых водонасыщенных глинистых грунтах и торфах, приобретает важное практическое значение.

лабораторные и полевые испытания слабых глинистых грунтов и торфов (Амарян Л.С. и др., 1973) показывают, что они обладают нелинейными свойствами. К таким свойствам относятся: 1. нелинейная компрессионная сжимаемость скелета; 2. нелинейная зависимость коэффициента фильтрации от пористости; 3. нелинейная сжимаемость газосодержащей воды. Кроме того в этих грунтах ярко проявляются реологические свойства скелета грунта (Абелев М.Ю., Попов А.З., 1973).

Очевидно, что учет нелинейных и реологических свойств скелета грунта при прогнозировании процесса консолидации необходим.

Выполненные ранее исследования с учетом нелинейной сжимаемости скелета и нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от пористости (Зарецкий Ю.К., 1970; Сорокина Г.В., 1960; Мс. Kin Lay D. G., 1961) показали на определенное влияние этих факторов на процесс консолидации. В этих работах отмечалось также; что при определенных видах нелинейных функций коэффициент консолидации остается неизменным.

В настоящей работе, выполненной на кафедре механики грунтов МИСИ им.В.В.Куйбышева под общим руководством Н.А.Цытовича, приводятся постановка и решение в замкнутом виде одномерной задачи консолидации многофазного грунта с одновременным учетом нелинейной сжимаемости скелета, поровой воды и нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от эффективного напряжения, а также с учетом ползучести скелета грунта.

В этом случае процесс консолидации может быть описан уравнением одномерной консолидации вида (Цытович Н.А. и др., 1971)

$$\frac{\partial e}{\partial t} + a_w \bar{e} \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1 + \bar{e}}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial p}{\partial z} \right), \quad (I)$$

где \bar{e} , e -средний и изменяющийся во времени коэффициент пористости;

P -поровое давление;

$\bar{\rho}_w$ -объемная масса воды;

α_w -коэффициент сжимаемости поровой воды;

k -коэффициент фильтрации.

Скорость изменения коэффициента пористости во времени на основании работ (Амарьян Л.С., 1973 ; Арутюнян Н.Х., 1952; Цытович Н.А., 1971) прием в виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{b}{t} e^{-ab} \quad (2)$$

где b -эффективное напряжение;

a, b -параметры компрессионной кривой.

Если проинтегрируем обе части этого уравнения в пределах от \bar{t}_1 до t , где \bar{t}_1 -начальный момент времени, будем иметь

$$e(t) = b \int_{\bar{t}_1}^t \frac{e^{-ab}}{\bar{t}} d\bar{t} \quad (2.a)$$

При постоянстве напряжений будем иметь

$$e(t) = b e^{-ab} (\ln t - \ln \bar{t}_1). \quad (2.б)$$

Здесь мы не учитываем коэффициент мгновенной сжимаемости скелета, полагая, что он мал по сравнению с коэффициентом вторичной сжимаемости. Однако для определения начальных условий принимаем, что коэффициент мгновенной сжимаемости скелета конечная величина по сравнению с сжимаемостью поровой воды.

Сжимаемость поровой газосодержащей воды на основании работ (Цытович Н.А. и др., 1967, 1971) может быть аппроксимирована зависимостью вида

$$\alpha_w = \frac{1 - J_w}{P + P_a} \approx \frac{1 - J_w}{P_a} e^{-ab}, \quad (3)$$

где α -параметр кривой давление-объемная деформация.

Коэффициент фильтрации в зависимости от действующего на - напряжения может быть определен следующим образом

$$k = k_0 e^{-lab} \quad (4)$$

где K_0 - начальный коэффициент фильтрации;
 n, a - параметры криволинейной зависимости.

Дифференциальное уравнение (I) с учетом (2), (3), (4), постоянства коэффициента консолидации (при $n = 1$) и уравнения равновесия

$$b(z, t) + p(z, t) = q \quad (5)$$

может быть представлено в виде

$$\frac{b}{t} + m \frac{\partial p}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + a C_v \left(\frac{\partial p}{\partial z} \right)^2, \quad (6)$$

где

$$C_v = \frac{1 + \bar{e}}{J_w} K_0; \quad m = \frac{1 - J_w}{\rho_a} \bar{e}$$

Введем новую переменную $\varphi = (e^{ap} - 1) e^{-aq}$, тогда

$$p = \frac{1}{a} \ln(\varphi + e^{-aq}) + q.$$

Заменив переменную, получим

$$\frac{ab}{t} (\varphi + e^{-aq}) + m \frac{\partial \varphi}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2}. \quad (7)$$

Будем искать решение этого дифференциального уравнения при следующих граничных и начальных условиях

$$t = \tilde{t}; \quad p = \beta_0 q; \quad \varphi = e^{-aq} (e^{\beta_0 q} - 1) = \beta, \quad (8)$$

$$\begin{cases} z = 0; & p = 0; & \varphi = 0 \\ z = h; & \partial p / \partial z = 0; & \partial \varphi / \partial z = 0 \end{cases} \quad (9)$$

Ищем решение рассматриваемого дифференциального уравнения в виде

$$\varphi(z, t) = \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \sin \frac{i\tilde{z}}{2h} T_i(t). \quad (10)$$

При этом граничные условия удовлетворяются. Постановка этого решения в (7) дает

$$m \frac{dT_i}{dt} \left[\frac{ab}{t} + C_v \left(\frac{i\hat{h}}{2h} \right)^2 \right] T_i + \frac{ab e^{-a\beta}}{t} \frac{4}{i\hat{h}} = 0. \quad (II)$$

Решение этого неоднородного дифференциального уравнения при начальном условии (8) является

$$T_i(t) = \frac{q_i}{t^c} \left\{ e^{-B_i(t-\tilde{\tau}_1)} \left[c \frac{\tilde{\tau}_1^{c-1}}{B_i} - c(c-1) \frac{\tilde{\tau}_1^{c-2}}{B_i^2} + c(c-1)(c-2) \frac{\tilde{\tau}_1^{c-3}}{B_i^3} - \dots + (-1)^{c-1} \frac{c!}{B_i^c} \right] - \left[c \frac{t^{c-1}}{B_i} - c(c-1) \frac{t^{c-2}}{B_i^2} + \dots + (-1)^{c-1} \frac{c!}{B_i^c} \right] \right\} + \frac{4\beta}{i\hat{h}} e^{-B_i(t-\tilde{\tau}_1)} \left(\frac{\tilde{\tau}_1}{t} \right)^c, \quad (I2)$$

где

$$q_i = \frac{4 e^{-a\beta}}{i\hat{h}}; \quad B_i = \frac{C_v i^2 \pi^2}{4 m h^2}; \quad c = \frac{ab}{m}.$$

Так как $\tilde{\tau}_1$ является величиной малого порядка ($< 10^{-4}$) по сравнению с t , то членами ряда содержащих $\tilde{\tau}_1$ пренебрегаем и возвращаясь к прежней переменной получим

$$P(z, t) = \frac{1}{a} \ln \left[\frac{4 e^{-a\beta}}{\hat{h}} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\hat{h}z}{2h} F_i(t) + e^{-a\beta} \right] + q, \quad (I3)$$

где

$$F_i(t) = (e^{a\beta} - 1) e^{-B_i(t-\tilde{\tau}_1)} \left(\frac{\tilde{\tau}_1}{t} \right)^c - \frac{c}{B_i t} + \frac{c(c-1)}{B_i^2 t^2} - \dots - (-1)^{c-1} \frac{c!}{B_i^c t^c}.$$

Таким образом решение получено в замкнутом виде. Перейдем теперь к определению осадки.

Осадка поверхности слоя мощностью h определяется выражением вида:

$$S = \int_0^h \frac{e(z, t) - e_{min}}{1 + e_0} dz. \quad (I4)$$

Подставляя уравнение (2) в (I4), после некоторых преобразований получим окончательно:

$$S'(t) = \frac{b h}{1 + e_0} \left[\frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} G_i(t) + e^{-a q} \ln \frac{t}{\tau_1} \right], \quad (15)$$

где

$$G_i(t) = e^{-a q} \left[(e^{a \beta_0 q} - 1) \tau_1^c e^{8_i \tau_1} \int_{\tau_1}^t \frac{e^{-\beta_i \tau}}{\tau^{c+1}} d\tau + \frac{c}{\beta_i} \left(\frac{1}{t} - \frac{1}{\tau_1} \right) - \frac{c(c-1)}{2 \beta_i^2} \left(\frac{1}{t^2} - \frac{1}{\tau_1^2} \right) + \frac{c(c-1)(c-2)}{3 \beta_i^3} \left(\frac{1}{t^3} - \frac{1}{\tau_1^3} \right) - \dots + (-1)^{c-1} \frac{c!}{\beta_i^c} \left(\frac{1}{t^c} - \frac{1}{\tau_1^c} \right) \right].$$

Анализ результатов полученных решений показывает, что учет нелинейных свойств грунта без учета ползучести скелета оказывает сильное влияние на закономерности рассеивания порового давления, а на протекание осадки во времени незначительное влияние.

Одновременный учет нелинейных свойств грунта и ползучести скелета оказывает сильное влияние на закономерности рассеивания порового давления и на закономерности изменения осадки во времени. Причем в последнем случае оказывается возможным прогнозировать вторичную консолидацию, развивающуюся пропорционально логарифму времени после полного рассеивания порового давления.

Учет нелинейных свойств необходим при большом диапазоне изменения напряжений. В противном случае можно ограничиваться линейными зависимостями.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Абелев М.Д., Попов А.З. Исследование связи между ползучестью при сжатии и релаксацией напряжений в слабых глинистых грунтах. Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван, 1973.
2. Амарян Л.С., Сорокина Г.В., Остроумова Л.В. Закономерности консолидации и структурно-механические свойства торфяных грунтов. Труды к УШ Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Москва, Стройиздат, 1973.
3. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Гостехтеориздат, Москва, 1952.
4. Зарецкий Ю.К. Консолидация торфяного основания. "Основания, фундаменты и механика грунтов", № 6, 1970.
5. Месчян С.Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, Изд-во АН АрмССР, 1967.
6. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. "Наука", Москва, 1966.
7. Сорокина Г.В. Физико-механические свойства морских илов. Труды НИИ оснований и подземных сооружений АСИА СССР, сб.42, Госстройиздат, Москва, 1960.
8. Цытович Н.А., Зарецкий Ю.К., Мальшев М.В., Абелев М.Д., Тер-Мартirosян З.Г. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. Стройиздат, Москва, 1967.
9. Цытович Н.А. Механика грунтов. Госстройиздат, Москва, 1963.
10. Buisman A.S.K. Results of long duration settlement test. Proc. First Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Cambridge, 1936.
11. Mc. Kinlay D.G. A Laboratory Study of Rates of Consolidation in clays with Particular Reference to Condition of Radial Pore water Drainage. Proceeding of the V Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.
12. Tsytorish N.A., Ter-Martirosyan Z.G., Kulkarni K.R. Certain problems in consolidation of clayey soils by vertical and horizontal drainage under conditions of equal deformations. Proc. 4th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Thailand, vol 1, July, 1971.

О МЕХАНИЗМЕ ПОЛЗУЧЕСТИ СДВИГА ПРИ ПЕРЕМЕННОМ

ПОРОВОМ ДАВЛЕНИИ

Н.А.ПЫТОВИЧ, З.Г.ТЕР-МАРТИРОСЯН

(МИСИ им.В.В.Куйбышева)

А.В.ЛЕЙКАМ

(ТИСИ)

Влияние касательных напряжений на развитие деформаций ползучести сдвига в настоящее время в достаточной мере изучено с позиций квазиоднофазной среды. Исследования же влияния порового давления на развитие сдвиговых деформаций ползучести весьма ограничены.

Вместе с тем, в инженерной практике часто встречаются условия, когда учет влияния порового давления на развитие деформации ползучести массивов многофазных глинистых грунтов необходим. К таким следует отнести условия, в которых находятся водоупорные пласты оползневых склонов, основания гидротехнических сооружений, берега водохранилищ и морей.

Для выявления механизма влияния порового давления на развитие деформаций ползучести многофазных глинистых грунтов при сдвиге были выполнены экспериментальные исследования на примере четырех видов глинистых грунтов, отобранных из оползневой тела левобережного склона Ахангаранского водохранилища, на сконструированном и изготовленном в лаборатории "Консолидации и ползучести многофазных глинистых грунтов" кафедры МГрОиФ МИСИ моделирующем стенде. Основной рабочей частью стенда является прибор перекашивания, а заданный режим изменения порового давления в процессе испытаний обеспечивают загрузочное и компенсирующее устройства. В отличие от предложенного ранее (Тер-Мартirosян З.Г.1971) устройства, моделирующий стенд позволяет обеспечить широкий диапазон вариаций режимов изменения напора на нижней границе образца, обеспечивает высокую точность изменения периодики. Разработанная методика испытаний позволила полностью снять трение между кольцами прибора перекашивания в процессе проведения опытов, и измерять смещение колец на разных уровнях перекашиваемого образца.

Исследованиям подвергались образцы-близнецы глинистых грунтов нарушенной структуры, которые изготавлились по специальной методике, разработанной З.Г.Тер-Мартirosяном, в вакуумной камере,

причем влажность и объемная масса образцов обеспечивала заданную степень водонасыщения.

Образец грунта в приборе перекашивания подвергался последовательно следующим воздействиям. Уплотнению под действием вертикальной нагрузки до полной стабилизации; сдвиговым деформациями под действием касательных напряжений до полной стабилизации, и, наконец, воздействию переменного напора воды через нижний торец (через верхний торец имела место свободная фильтрация), вследствие чего в нем возникали дополнительные деформации (объема и формы) ползучести. Режим изменения напора воды, нагнетаемой в поровое пространство образца, выбирался различным, т.е. изменяли величину амплитуды и период его действия. Это дало возможность исследовать влияние каждого из них в отдельности на закономерность развития деформации ползучести при сдвиге.

На рис. I приводится один из многочисленных результатов испытаний образцов многофазных глинистых грунтов, характерный для нестационарного режима напряженно-деформированного состояния. На основании результатов этих исследований выявилось существенное влияние напора на развитие дополнительных сдвиговых деформаций ползучести, которые достигают значительных величин, превышающих значения деформаций, накопленных при действии только касательных напряжений (в условиях стационарного напряженного состояния), а в некоторых случаях — при определенных величинах амплитуды и периода ее действия — приводит к вязко-пластическому течению и разрушению образца. Характер развития дополнительных сдвиговых деформаций ползучести во времени развивается следующим образом. Под воздействием напора, развивающегося в первые $1/2$ периода, происходит резкое увеличение сдвиговых деформаций (на рис. I соотв. ≈ 33 час.), а в последующие периоды цикла величина приращений сдвиговых деформаций постепенно уменьшается, причем остаточная часть вязко-пластической деформации от цикла к циклу постепенно уменьшается, в то время как упругие деформации сдвига практически остаются неизменными. Соотношение упругих и остаточных сдвиговых деформаций зависит от величины амплитуды и периода изменения граничного напора; кроме того, упругие деформации составляют незначительную часть от общих сдвиговых деформаций. Действие напора на нижней границе, кроме сдвиговых деформаций, вызывает деформации разуплотнения, носящих, в основном, упругий характер, и повторяют характер изменения напора на границе с некоторым сдвигом фаз.

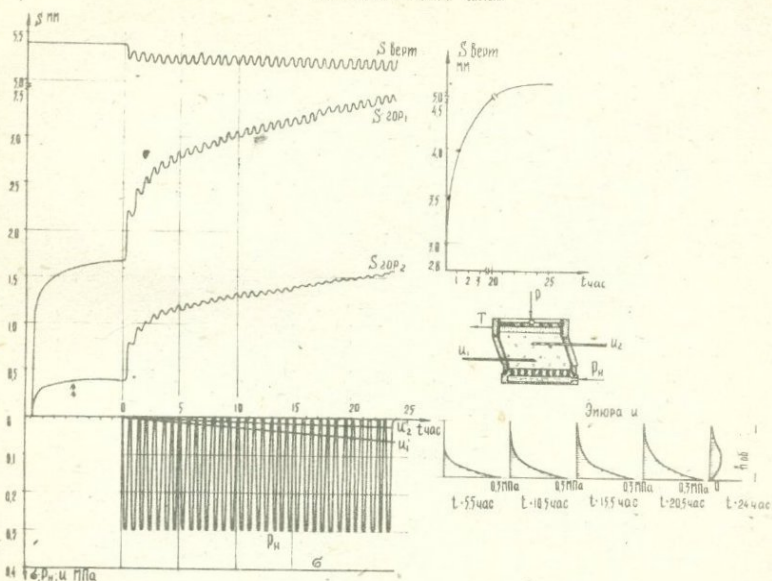


Рис.1. $S_{верт}$ - вертикальная осадка образца; $S_{гор}$ и $S_{доп}$ - горизонтальные смещения верхнего и нижнего колец прибора перекашивания; t - время; σ - величина тотального напряжения; P_H - изменяющийся граничный напор; u_1, u_2 - величины порового давления на различной высоте образца; Эпюра u - эпюра изменения порового давления во времени.

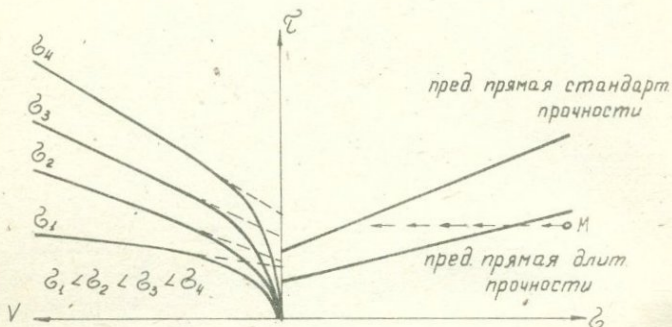


Рис.2. Схема механизма влияния переменного порового давления на развитие деформаций ползучести.

Анализ результатов проведенных исследований позволил выделить основные факторы, влияющие на развитие деформаций ползучести в многофазных глинистых грунтах при одновременном действии сдвигающих, а также нормальных напряжений и переменных граничных напоров, т.е.: а) амплитуда (или величина) напора; б) период действия амплитуды (или величины) напора; в) значения действующих напряжений; г) высота образца; д) физико-механические характеристики грунта.

Наибольшее влияние на развитие деформаций ползучести сдвига в нестационарном напряженном состоянии оказывает амплитуда граничного напора. Это влияние особенно ярко проявляется при значениях ее величины, близкой к предельному значению, установленному ступенчатым режимом подачи напора.

Отношение величины (амплитуды) напора к величине действующего нормального давления также характеризует степень влияния напора на деформации ползучести сдвига. При величинах этих соотношений менее 0,5 влияние амплитуды граничного напора несущественно. Величина этого соотношения достигает своего критического значения при значениях 0,7 + 0,8 вышеуказанного отношения в зависимости от физико-механических характеристик и толщины слоя грунта.

Влияние периода действия амплитуды граничного напора на закономерности развития деформаций ползучести также существенно. Длительное увеличение периода действия напора в отдельных случаях приводит к вязко-пластическому течению и завершается разрушением образца, в то время как при той же амплитуде напора, но с меньшим периодом ее действия лишь накапливаются пластические деформации. Увеличение периода действия граничного напора приводит к увеличению зоны проникновения напора в грунтовую толщу на значительную высоту, что, в свою очередь, увеличивает площадь эпюры порового давления. Увеличение эпюры порового давления во времени при действии переменного напора на границе хорошо иллюстрируется рисунком I. Площадь эпюры порового давления (эпюра u) возрастает при изменяющемся в пределах постоянной величины амплитуды граничного напора; при этом в образце (по его высоте) возникают зоны вязкого и вязко-пластического сдвига и скольжения, что характеризуется перемещением различных слоев испытываемого грунта с различной скоростью ($S_{гор,1}$; $S_{гор,2}$).

Механизм влияния действующих напряжений на глинистые грунты

при переменном граничном напоре объясняется тем, что возникающее поровое давление в грунте вызывает уменьшение нормальных эффективных напряжений при постоянстве действующих касательных напряжений. При этом соотношение касательных и нормальных напряжений увеличивается в зависимости от величины порового давления в рассматриваемой точке, что может привести грунт в состояние вязкого, вязко-пластического или прогрессирующего течения.

Влияние высоты образца (или максимального пути фильтрации) на развитие деформаций ползучести обнаруживается при сравнении результатов испытаний (при прочих равных условиях) образцов различной высоты. Так например, отношение площади эпюры порового давления к площади эпюры тотальных напряжений возрастает с уменьшением высоты образца, при этом, соответственно, возрастают приращения относительных угловых деформаций.

Отмечая влияние физико-механических характеристик грунтов на развитие деформаций ползучести сдвига, выявленных на основании проведенных исследований, можно утверждать, что влияние граничного напора тем больше, чем выше степень водонасыщения грунта и чем меньше его коэффициент фильтрации.

Действие переменного порового давления на напряженно-деформированное состояние многофазной ползучей среды аналогично действию температуры на однофазную среду. Повышение температуры (по Д.В. Работнову, 1966) вызывает увеличение скорости ползучести в однофазных средах. Эффект быстрого изменения температуры оказывается аналогичным эффекту изменения напряжения. При быстром увеличении температуры деформация в начальные моменты времени растет быстрее, чем следует из уравнения состояния, и наоборот, при понижении температуры происходит временная задержка ползучести. При циклическом изменении температуры эти эффекты взаимно компенсируются и в среднем деформация протекает в соответствии с уравнением состояния.

Проведенные нами экспериментальные исследования многофазной грунтовой среды при действии циклически переменного порового давления и их анализ на сходство с вышеописанными температурными процессами.

Согласно теории установившейся ползучести или квазивязкого течения, скорость ползучести зависит от температуры, так как она вызывает соответствующее увеличение энергии активации.

По-видимому, поровое давление также вызывает увеличение

энергии активации элементарных минеральных частиц в грунте и увеличивает скорость ползучести скелета грунта, что согласуется с исследованиями Вялова С.С., Зарецкого Ю.К. и др. (1973).

На наш взгляд, механизм влияния порового давления на развитие деформаций ползучести сдвига многофазной ползучей среды с позиций феноменологической теорий может быть объяснен следующим образом (рис. 2).

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние массива многофазного грунта в точке М, где происходит изменение порового давления. При этом предельное состояние для мгновенного и длительного сопротивления грунтов можно представить двумя прямыми в координатах " $\tilde{\tau} - \tilde{\sigma}$ ", а состояние вязкого и вязко-пластического течения этих грунтов - семейством кривых в координатах " $V - \tilde{\tau}$ ", каждая из которых соответствует определенному эффективному напряжению. Напряженное состояние точки М в данный момент времени примем таковым, что оно находится ниже "пределной прямой длительной прочности". Тогда либо изменение эффективного нормального напряжения при увеличении порового давления нарушит равновесное напряженное состояние, т.е. переместит точку М влево (рис. 2). Изменение напряженного состояния в точке М и перемещение ее в зону между указанными предельными прямыми вызовет развитие вязко-пластического течения со скоростью, определяемой одной из кривых " $\tilde{\tau} - V$ " в соответствии с величиной среднего эффективного напряжения.

Таким образом, действие порового давления в многофазной деформируемой среде вызывает изменение ее состояния от упругого равновесного до вязкого или вязко-пластического течения.

Вышеизложенный механизм ползучести сдвига многофазного глинистого грунта при действии переменного порового давления может быть описан уравнением вязко-пластического течения вида

$$\dot{e}_i = \frac{\tilde{\sigma}_i - \tilde{\sigma}_{i0}}{\eta (\tilde{\sigma}')}, \quad (1)$$

где \dot{e}_i - скорость интенсивности деформации сдвига;
 $\tilde{\sigma}_i$ - интенсивность напряжений сдвига;
 $\tilde{\sigma}_{i0}$ - начальное значение интенсивности напряжений сдвига, определяемый выражением вида:

$$\tilde{\sigma}_{i0} = (H + \tilde{\sigma}') \operatorname{tg} \varphi, \quad (2)$$

где H - связность, $tg \varphi$ - коэффициент трения по октаэдрической площадке, σ' - среднее эффективное напряжение;

$\eta(\sigma')$ - коэффициент вязкости вязко-пластического течения, зависящий от среднего эффективного напряжения следующим образом

$$\eta(\sigma') = \alpha \sigma', \quad (3)$$

где α - коэффициент пропорциональности.

Как видно из структуры формулы (I) любое изменение среднего эффективного напряжения вызывает изменение скорости интенсивности деформации ползучести сдвига, что соответствует результатам наших экспериментальных исследований.

Вместе с тем следует отметить, что уравнение вязко-пластического течения не всегда дает хорошее совпадение с экспериментом, особенно в начальный период времени. Это объясняется переменностью коэффициента вязко-пластического течения во времени. В связи с этим целесообразно при прогнозировании деформаций ползучести воспользоваться переменным значением коэффициента вязко-пластического течения, которая в начальный период действия нагрузки значительно меньше, чем в период установившегося течения.

Изложенный механизм развития деформаций ползучести сдвига в многофазном глинистом грунте при одновременном действии нормальных и касательных напряжений, а также переменного порового давления дает возможность анализировать процессы, протекающие в водоупорных пластах оползневого склона, находящегося под действием собственного веса, и веса вышележащей толщи, а также под действием напора ниже лежащих водоносных горизонтов.

Проведенные нами многолетние наблюдения за движением поверхностных и глубинных реперов, а также пьезометров порового давления, установленных на оползневом склоне Ахангаранского водохранилища, подтвердили наши предположения о механизме развития оползневых процессов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ВЯЛОВ С.С.,
ЗАРЕЦКИЙ Ю.К.
и др. Кинетика структурных деформаций и разрушения глин. Труды в УШ Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1973.
2. МАСЛОВ Н.Н. Длительная устойчивость и деформация сдвига подпорных сооружений. Энергия, М., 1968.
3. МЕСЧАН С.Р. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге. Труды I Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов, Ереван, 1973.
4. РАБОТНОВ Ю.П. Ползучесть элементов конструкций. Изд-во "Наука", М., 1966.
5. СТРОГАНОВ А.С. Пластично-вязкое течение грунта. Доклады к У Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1961.
6. ТЕР-МАРТИРОСЯН З.Г. Ползучесть наклонного пласта при действии переменного порового давления. Журнал Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 1971.
7. ЦЫТОВИЧ Н.А. Механика грунтов. Высшая школа. М., 1973.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ
ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ТРЕЩИНАТЫХ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Н.А.ЦЫТОВИЧ, В.Л.КУБЕЦКИЙ
(МИСИ им. В.В.Куйбышева)

При строительстве различных энергетических сооружений в районах Сибири и Крайнего Севера во многих случаях в качестве основания или среды, в которой располагается объект, используются вечномерзлые трещиноватые скальные и полускальные породы, свойства которых к настоящему времени изучены еще недостаточно. Учитывая интенсивный рост строительства в этих районах, разработка методов исследования и установление основных механических свойств таких сред приобретает важное народнохозяйственное значение.

Одной из основных особенностей скальных и полускальных пород, как мерзлых, так и немерзлых, является наличие в них трещин, т.е. в общем случае мы имеем дело с несплошной дискретной средой. Существенным отличием вечномерзлых пород от аналогичных немерзлых является то, что трещины в них в той или иной степени заполнены льдом, который является ярко выраженной реологической средой, Войтковский К.Ф. [6]. Кроме того, в зависимости от истории формирования, вечномерзлые породы в той или иной степени разуплотнены (распучены) [12]. Эти особенности вечномерзлых пород оказывают значительное влияние на их механические свойства и создают особо сложные условия работы конструкций и сооружений.

Можно согласиться с положением, высказанным в работе [2] о том, что методика изучения вечномерзлых скальных пород должна опираться на существующие методы исследования немерзлых скальных пород. Однако, специфика вечномерзлых скальных пород определяет необходимость особого методического подхода к изучению их механических свойств. Здесь, прежде всего, следует отметить следующие основные моменты.

I. Проявление значительных реологических свойств в вечномерзлом состоянии, т.е. в условиях естественного залегания, что следует как из наблюдений в природе, Зильберборд А.Ф. [II], так и результатов полевых и лабораторных исследований [8; 9].

Отметим, что и некоторые типы немерзлых трещиноватых скальных пород обладают значительной ползучестью [14], а их предел длительной прочности при определенных условиях нагружения может в несколько раз быть меньше мгновенной прочности, Кубецкий В.Д. [13]. В то же время, как следует из теоретического анализа представленного в работе, Войтковский К.Ф. [5], предел длительной прочности трещиноватых скальных пород может измениться в значительно более широких пределах и даже стремиться к нулю, в зависимости от характера трещиноватости массива и действующих на него усилий, что является следствием влияния реологических особенностей льда, заполняющего трещины.

2. Резкое уменьшение прочностных характеристик при переходе из мерзлого состояния в талое [8; 9]. Так, из накопленного опыта известно, что в ряде случаев даже монолитные, с отсутствием видимых на глаз трещин при отрицательных температурах, образцы некоторых типов скальных пород при переходе к положительным температурам рассыпались, т.е. прочность их резко изменялась. Примером могут служить рассланцованные дюриты основания Петрово-Забайкальской плотины.

3. Оттаивание вечномерзлых массивов скальных пород приводит к значительным их деформациям и осадкам. В некоторых случаях осадки могут достигать нескольких десятков сантиметров [1; 4], а также резко возрастает величина горного давления на крепь подземных выработок [7].

В связи с указанными выше специфическими особенностями вечномерзлых трещиноватых пород, задачи изучения их механических свойств резко усложняются, так как методика экспериментальных и теоретических исследований, в общем случае, должна удовлетворять трем возможным состояниям среды:

1. Условиям естественного залегания - вечномерзлое состояние.
2. Условиям фазового перехода - вечномерзлое - талое состояние.
3. Условиям талого состояния - после оттаивания.

Отметим, что только в последнем случае, по-видимому, могут быть полностью использованы методы исследования, разработанные для талых скальных пород. Вопрос заключается лишь в надежном обеспечении и установлении размеров области протавления пород и выборе корректной расчетной схемы.

Учитывая вышесказанное, с нашей точки зрения, целесообразно выделить как отдельный раздел механики мерзлых пород - механику вечномерзлых трещиноватых скальных пород. Сюда, с некоторыми допущениями, можно отнести и вопросы механики вечномерзлых трещиноватых полускальных пород (алевролиты, аргиллиты, песчаники и т.д.).

Остановимся на понятии - реологические свойства вечномерзлых скальных пород. Как было отмечено выше, особенностью вечномерзлых пород является то, что помимо фактора времени воздействия полей напряжений, их прочность и деформируемость существенным образом зависят от температуры, изменению которой влияет как на свойства льда и других заполнителей трещин, так и на относительно монолитные блоки породы и, тем самым, на весь скальный массив. Таким образом, под реологическими свойствами будем понимать изменение во времени механических свойств и характеристик вечномерзлых скальных пород в результате воздействия полей напряжений и температуры. В тех случаях, когда температурное поле постоянно, с нашей точки зрения, уместно использовать термин - ползучесть.

Подчеркнем, что решение отмеченных выше вопросов может быть достаточно обоснованно выполнено только с учетом реологических свойств, т.е. учет времени воздействия при проведении тех или иных опытов и в некоторых расчетах сооружений следует считать обязательным. Изучение реологических свойств необходимо не только для получения характеристик среды в стабилизированном состоянии, но и для учета этих свойств при расчетах тех или иных сооружений, что наиболее важно для подземных конструкций [14].

Здесь следует отметить, что вопросы установления реологических свойств и учет их при строительстве на вечномерзлых дисперсных породах к настоящему времени достаточно широко развиты благодаря работам советских ученых: Цытовича Н.А. [18] ; Вялова С.С. ; Зарацкого В.К., Гречичева С.Е. и др. На их основе созданы современные нормы проектирования (СНиП П-Б.6-66) и ряд инструктивной литературы. Однако, полученные результаты для вечномерзлых дисперсных пород не могут быть механически перенесены на трещиноватые скальные и полускальные породы, ввиду существенного различия между ними, а следовательно, необходимо самостоятельное решение этих воп-

росов для таких сред, естественно, с учетом и на базе достигнутого опыта в области установления реологических свойств вечномерзлых грунтов.

Остановимся на основных методических подходах к исследованию реологических свойств трещиноватых вечномерзлых скальных пород. Выше было подчеркнуто, что в общей постановке, массив вечномерзлых трещиноватых скальных пород следует рассматривать как дискретную среду, а следовательно, те или иные исследования, прежде всего, должны рассматриваться в этом аспекте, т.е. приближать нас к ответу о свойствах такой среды. Только в этом случае они будут представлять определенный практический интерес.

Следует отметить, что в настоящее время данный подход интенсивно развивается в механике немерзлых скальных пород [16; 17], где достигнуты определенные успехи.

Таким образом, одной из основных задач, в области механики вечномерзлых скальных пород, является разработка методики создания расчетных схем (моделей) среды применительно к каждому конкретному объекту, причем, расчетная модель массива должна позволять учитывать возможные качественные изменения среды в процессе работы сооружения (изменение ореола протавнения и т.п.). Определенный опыт конструирования и анализа простейших схем для вечномерзлых пород представлен в работах Войтковского К.Ф. [5] и Гречищева С.Е. Естественно, что создание таких моделей должно быть строго увязано как с возможностями инженерно-геологических, так и сейсмоакустических методов исследования, являющихся основными при получении реальных моделей массивов.

В связи с этим, особо важное значение имеют полевые крупномасштабные опыты. С нашей точки зрения, на данном этапе, только такие опыты могут дать надежную картину механических свойств вечномерзлых трещиноватых скальных пород и служить критерием применимости той или иной расчетной модели. Однако, к настоящему времени таких экспериментов выполнено крайне мало, а методики, которые были приняты при их проведении, позволяют ответить только на некоторые частные вопросы. Здесь следует упомянуть работы ВНИИ [8], в которых на основе сдвига призм были установлены прочностные характерис-

тики С и φ некоторых типов вечномерзлых пород (известняки, мергели), а также выполнено сравнение с прочностными характеристиками тех же пород в талом состоянии. В результате опытов было показано, что прочность мерзлых мергелей и сильно трещиноватых известняков в 3-4,5 раза выше прочности тех же пород в талом состоянии. На основе специальных исследований авторы приходят к выводу, что более высокая прочность пород в мерзлом состоянии на 30-40% происходит за счет увеличения прочности в относительно монолитных блоках породы и на 60-70% за счет сил смерзания по контактам отдельных блоков. Результаты исследований длительной прочности (при $t = -3,5^{\circ}\text{C}$) по контактам (порода-лед-порода) показывают, что наблюдается значительное снижение прочности во времени.

В работе [4] представлены интересные результаты штамповых испытаний вечномерзлых углистых сланцев и песчаников как в мерзлом состоянии, так и после искусственного протавивания до глубины 1 м. Автор отмечает, что в мерзлом состоянии исследованные породы обладают высокой несущей способностью и малой деформируемостью, а после оттаивания относительные осадки пород под штампом оказались значительными - от 0,03 до 0,013 и более.

В работе [1] представлены результаты исследования влияния гидравлического оттаивания на глубину 25-30 м многолетнемерзлых андезитов. В результате опыта была зафиксирована осадка под действием собственного веса до 130-200 мм. Осадка происходила одновременно с оттаиванием и затухала в течение двух-трех месяцев.

Таким образом, даже ограниченное количество выполненных опытов указывает на чрезвычайную важность экспериментального изучения реологических свойств вечномерзлых скальных пород.

Видимо, как и в случае таких скальных пород, в качестве основных методов исследований могут быть приняты опыты на целых породах и штамповые опыты. Однако, для этой цели необходима разработка стандартных методик, базирующихся на результатах определенного числа тщательно поставленных опытов. Для проведения таких опытов целесообразно устройство на крупных строительных постоянных подземных лабораторий, где эти вопросы могут быть решены наиболее эффективно.

Изложенное выше вовсе не исключает изучение свойств относительно монолитных образцов вечномерзлых пород и других исследований в лабораторных условиях. Образцы вечномерзлых скальных пород можно рассматривать как материал в некоторой степени моделирующий свойства массива, а в ряде случаев эти исследования могут иметь и самостоятельное значение, так как механические свойства образцов скальных пород в решающей мере определяются микроструктурными дефектами и в основном микротрещиноватостью, т.е. на их механические закономерности влияют факторы, близкие по характеру действующим в массиве. Кроме того, здесь наиболее глубоко можно изучать физическую природу свойств вечномерзлых скальных пород.

Следует отметить, что при сравнении некоторых реологических закономерностей мерзлых скальных пород установленных на образцах и в натуральных условиях, в некоторых случаях, наблюдается довольно близкая аналогия [10]. Однако, нельзя забывать, что эти исследования не могут дать надежных характеристик для прямого расчета вооружений.

Результаты исследования образцов мерзлых скальных и полускальных пород представлены в следующих работах [8; 2; 3; 21] и др.

Кратко, основные результаты этих исследований могут быть сведены к следующим выводам:

1. Прочность мерзлых образцов скальных и полускальных пород значительно выше прочности тех же пород, находящихся в талом состоянии. Особенно сильно прочность повышается у слабых полускальных пород [8]. Повышение прочности для некоторых пород наблюдается до температуры -120°C [21].

2. Влажность (льדיстость) скальных пород является одним из основных факторов, приводящих к увеличению их прочности в мерзлом состоянии. Даже при весьма незначительной влажности ($W = 0,5 + 0,75\%$) прочность мерзлых горных пород увеличивается.

3. Длительная прочность при одноосном сжатии образцов некоторых типов мерзлых скальных пород составляет 0,6-0,8 от прочности мгновенной [8].

Следует отметить, что методика проведения опытов различна у разных авторов, причем, достаточное описание и обоснование принятой методики исследований, как правило, не приводится.

В заключение отметим, что перед исследователями и инженерами, работающими в области строительства энергетических объектов на вечномерзлых скальных породах, стоят очень сложные не решенные вопросы. Скорейшее их решение позволит строить надежные и экономичные сооружения в районах Сибири и Крайнего Севера, где стоимость строительных объектов особенно высока.

Литература

1. Айда Т.А. Предпостроечное оттаивание скальных грунтов основания. "Кольма", 1971, № 6.
2. Беликов Б.П., Залесский Б.В. и др. Методы исследований физико-механических свойств горных пород. Сб. Физико-механические свойства горных пород. М., 1964
3. Бурштейн Л.С., Курочкин А.И. Исследование физико-механических свойств мерзлых коренных пород. Сб. Тепловые и механические процессы при разработке полезных ископаемых. М., 1965
4. Вадерников Л.Е. К инженерно-геологической характеристике мерзлых коренных пород Северо-Востока СССР. Труды ВНИИ-1, том XXIX. Магадан, 1969
5. Войтковский К.Ф. О прочности и ползучести мерзлых трещиноватых скальных пород. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1963
6. Войтковский К.Ф. Реология льда и снега. Труды первого всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ерван, 1973
7. Гевирц Г.Я. Строительство туннелей в суровых климатических условиях. Труды Гидропроекта, сб. № 18, М., 1970
8. Глоzman Г.Р., Ермаков И.И. О прочности многолетнемерзлых скальных и полускальных пород. Сб. Формирование и изменение физико-механических свойств горных пород под влиянием естественных и искусственных факторов НТГО, Ленинград, 1966.
9. Глоzman Г.Р., Ермаков И.И., Бобов Н.Г. Устойчивость бортов карьеров в вечномерзлых породах. Доклады II международной конференции по мерзлотоведению. Вып. 7, Якутск, 1973.
10. Ерманов И.С. Теория ползучести горных пород и её приложения. Алма-Ата, Наука, 1964
11. Зильберборд А.Ф. Наблюдения за проявлением ползучести мерзлых коренных пород в подземных выработках. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1963
12. Каган А.А., Кривоногова Н.Ф. Основные принципы инженерно-геологического изучения многолетнемерзлых скальных оснований гидротехнических сооружений. И-1 Гидротехническое строительство. № 6, 1973

13. Кубецкий В.Л. Закономерности ползучести и длительной прочности трещиноватых скальных пород по результатам полевых исследований. Труды первого всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Брван, 1973
14. Кубецкий В.Л. Некоторые вопросы описания ползучести трещиноватых скальных пород и их приложение к расчету конструкций напорных туннелей. Сб. трудов МИСИ, № II5, 1973
15. Руппенейт К.В., Бронштейн М.И., Долгих М.А. Решение осесимметричной упругопластической задачи для анизотропного грунта. "Основания, фундаменты и механика грунтов" № 6, 1973
16. Ухов С.Б. О современном состоянии и ближайших задачах механики скальных оснований гидротехнических сооружений. Гидротехническое строительство, № 8, 1973
17. Цитович Н.А., Ухов С.Б. и др. Некоторые вопросы изучения механических свойств трещиноватых скальных оснований. Сб. трудов по гидротехнике и гидростроительству. "Наука", М., 1970
18. Цитович Н.А., Механика мерзлых грунтов. Изд-во "Высшая школа", М., 1973
19. Швец В.Б. и др. Прессометрические исследования деформационных и прочностных свойств мерзлых грунтов при оттаивании. Труды II международной конференции по мерзлотоведению, том 7, Якутск, 1973
20. Ladanyi B. and Johnston G.H. Evaluation of in situ creep properties of frozen soils with the pressuremeter. Permafrost. Proc. Second Intern. Conf. Yakutsk 1973.
21. Mellor M. Mechanical properties of rocks of low temperatures. Permafrost. Proc. Second Intern. Conf. Yakutsk 1973.

РАСЧЕТ СКОРОСТИ НЕСТАЦИОНАРНОГО ТЕЧЕНИЯ
ОПОЛЗНЕЙ-ПОТОКОВ

ШАДУНЦ К.Ш., КУЛИКОВ Н.П.

(Краснодарский политехнический институт)

Оползни-потоки смещения в виде течения переувлажненных масс глинистого, песчано-глинистого или щебенисто-глинистого грунта на склонах и откосах, имеют широкое распространение как в СССР, так и за рубежом [3,5]. По состоянию вовлеченных в движение грунтов, скорости и характеру движения оползни-потоки занимают промежуточное положение между связными селями и смещением оползневых масс в условиях ползучести.

Грунт в оползнях-потоках может рассматриваться как реологическое тело, описываемое в общем случае уравнением Бингама-Шведова, но при определенных условиях переходящее в Ньютонскую жидкость. Так как движение обычно приурочено к выработанному оползнем руслу, а протяженность потока значительно превышает ширину, то расчеты по методу продольных плоских сечений не корректны. Необходим учет взаимодействия потока с бортами и дном. Для вывода зависимостей, определяющих скорость течения оползней-потоков, нами были использованы уравнения Навье-Стокса. Правомерность применения этих уравнений для исследования движения вязко-пластических сред обоснована в [6], где показано, что при достаточно больших напорах результаты расчетов для вязких и вязко-пластических сред совпадают.

Учет реологических зависимостей возможен при точном решении уравнений Навье-Стокса для слоистых разгонных течений [7].

Учетом также влияние бортов и дна ложа - упругое закрепление по контуру поперечного сечения оползня-потока.

Изменение вязкости в оползнях-потоках покровных образований в основном зависит от колебаний влажности, осредненные значения которой для различных периодов года устанавливаются по данным натурных наблюдений. Зависимость $\eta = f(w, t)$ можно упростить, разбив весь срок движения оползней на ряд временных участков, считая в пределах каждого $\eta = const$

Рассмотрим следующую краевую задачу:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - \rho \frac{\partial v}{\partial t} = - \frac{X}{\eta} \quad (1)$$

$$v|_{z=h} = v_1, \quad \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \kappa_1 v \right) \Big|_{z=0} = 0, \quad (2)$$

$$\left(\frac{\partial v}{\partial y} - \kappa_2 v \right) \Big|_{y=0} = \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \kappa_2 v \right) \Big|_{y=b} = 0$$

$$v|_{t=0} = v_0, \quad (3)$$

где $\kappa_i = \frac{\eta_i}{\eta}$, ($i = 1, 2$), κ_1, κ_2 - коэффициенты упругого закрепления соответственно по ложу и бортам русла, которые определяются как отношение погонной вязкости грунта у бортов и ложа к вязкости грунта в потоке; ρ - плотность грунта, t - время.

Для построения решения задачи (1) - (3) применим метод разделения переменных. Предварительно рассмотрим собственные значения и собственные функции уравнения

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = - \lambda^2 \Phi \quad (4)$$

с однородными краевыми условиями (2)

Используя известный метод построения собственных функций многих переменных для прямоугольных областей [1], поперечное сечение оползня аппроксимировано прямоугольником, приходим к следующим краевым задачам:

$$y'' = - \lambda^2 y,$$

$$y'(0) - \kappa_2 y(0) = y'(b) + \kappa_2 y(b) = 0$$

$$z'' = - \lambda^2 z,$$

$$z'(0) - \kappa_1 z(0) = z(h) = 0$$

Характеристические уравнения этих задач согласно рекомендациям [2] имеют вид

$$\operatorname{tg} \lambda b = \frac{2\kappa_2 \lambda}{\lambda^2 - \kappa_2^2} \quad (5)$$

и

$$\operatorname{ctg} \lambda h = -\frac{\kappa_1}{\lambda} \quad (6)$$

из которых определяются собственные значения λ_n и λ_p , указанных выше краевых задач для обыкновенных дифференциальных уравнений. Им соответствуют собственные функции

$$\varphi_n(y) = \cos \lambda_n y + \frac{\kappa_2}{\lambda_n} \sin \lambda_n y \quad (7)$$

и

$$\psi_p(z) = \cos \lambda_p z + \frac{\kappa_1}{\lambda_p} \sin \lambda_p z \quad (8)$$

образующие полные ортогональные системы функций на отрезках $[0, b]$ и $[0, h]$ изменения переменных y и z .

Тогда

$$\Phi_{n,p}(y, z) = \varphi_n(y) \psi_p(z) \quad (9)$$

в свою очередь составляют полную ортогональную систему собственных функций уравнения (4) в прямоугольнике

$$R = \left\{ 0 \leq y \leq b, \quad 0 \leq z \leq h \right\}$$

Найдем разложение в ряд по собственным функциям (9) характеристической функции X прямоугольника R

$$X = \sum_{n,p=1}^{\infty} a_{n,p} \Phi_{n,p}(y, z)$$

Здесь

$$a_{n,p} = \frac{1}{J_{n,p}} \int_0^b \varphi_n(y) dy \int_0^h \psi_p(z) dz,$$

$$J_{n,p} = \int_0^b \varphi_n^2(y) dy \int_0^h \psi_p^2(z) dz$$

Применяя формулы (7) и (8), в результате вычислений получаем явное выражение для $a_{n,p}$ через собственные значения λ_n и ν_p в виде

$$a_{n,p} = a_n A_p \quad (I0)$$

$$a_n = \frac{1}{\lambda_n J_n} \left(\sin \lambda_n b + \frac{2K_2}{\lambda_n} \sin^2 \frac{\lambda_n b}{2} \right) \quad (II)$$

$$A_p = \frac{1}{\nu_p J_p} \left(\sin \nu_p h + \frac{2K_1}{\nu_p} \sin^2 \frac{\nu_p h}{2} \right) \quad (I2)$$

$$J_n = \frac{b}{2} \left(1 + \frac{K_2^2}{\lambda_n^2} \right) + \frac{1}{4\lambda_n} \left(1 - \frac{K_2^2}{\lambda_n^2} \right) \sin 2\lambda_n b + \frac{K_2}{\lambda_n^2} \sin^2 \lambda_n b \quad (I3)$$

$$J_p = \frac{h}{2} \left(1 + \frac{K_1^2}{\nu_p^2} \right) + \frac{1}{4\nu_p} \left(1 - \frac{K_1^2}{\nu_p^2} \right) \sin 2\nu_p h + \frac{K_1}{\nu_p^2} \sin^2 \nu_p h \quad (I4)$$

Предположим, что $v_1 = 0$ и будем искать решение задачи (I) - (3) в виде суммы двойного ряда

$$v(y, z, t) = \sum_{n,p=1}^{\infty} T_{n,p}(t) \Phi_{n,p}(y, z) \quad (I5)$$

Подставляя функцию $v(y, z, t)$ в (I) получаем обыкновенное дифференциальное уравнение для определения $T_{n,p}(t)$

$$T'_{n,p}(t) + \frac{2}{\rho} \lambda_{n,p} T_{n,p}(t) = \frac{X}{\rho} a_n A_p \quad (I6)$$

где $\lambda_{n,p} = \lambda_n^2 + \nu_p^2$,

а из разложения характеристической функции X находим начальные данные

$$T_{n,p}(0) = v_0 a_n A_p$$

Для нахождения $T_{n,p}(t)$ из (I6) воспользуемся формулой решения задачи Коши для обыкновенного дифференциального уравнения [4]. Имеем

$$T_{n,p}(t) = v_0 a_n A_p e^{-\frac{2}{\rho} \lambda_{n,p} t} + \frac{X a_n A_p}{2 \lambda_{n,p}} \left(1 - e^{-\frac{2}{\rho} \lambda_{n,p} t} \right) \quad (I7)$$

Внося это выражение в (I5) получим

$$v(y, z, t) = v_0 \sum_{n,p=1}^{\infty} a_n A_p e^{-\frac{b}{p} \lambda_{n,p} t} \Phi_{n,p}(y, z) + \frac{X}{2} \sum_{n,p=1}^{\infty} \frac{a_n A_p}{\lambda_{n,p}} (1 - e^{-\frac{b}{p} \lambda_{n,p} t}) \Phi_{n,p}(y, z). \quad (I8)$$

В случае, когда $\kappa_1 \neq 0$, в формуле (I8) появляется дополнительное слагаемое $v_1 X \mathcal{J}(z-h)$, где $\mathcal{J}(\xi)$ - единичная функция Хевисайда.

Отметим, что собственные значения λ_n и ν_p с увеличением их номеров имеют порядки n и p соответственно. Как видно из (9) - (I4), двойной ряд (I8) сходится абсолютно и равномерно в прямоугольнике R . Поэтому за наибольшую скорость можно принять

$$v_{max} = v_1 + v_0 \sum_{n,p=1}^{\infty} |a_n A_p| e^{-\frac{b}{p} \lambda_{n,p} t} \left(1 + \frac{K_2}{\lambda_n}\right) \left(1 + \frac{K_1}{\nu_p}\right) + \frac{X}{2} \sum_{n,p=1}^{\infty} \frac{|a_n A_p|}{\lambda_{n,p}} (1 - e^{-\frac{b}{p} \lambda_{n,p} t}) \left(1 + \frac{K_2}{\lambda_n}\right) \left(1 + \frac{K_1}{\nu_p}\right) \quad (I9)$$

Формула (I9) применима и в случае свободного закрепления лежа или бортов потока. В этих условиях нужно положить равным нулю соответствующий коэффициент K_1 или K_2 .

Опишем алгоритм построения собственных значений ν_p . Из (6) видно, что ν_p служат абсциссами точек пересечения котангенусоид $y = \text{ctg } \nu h$ и гиперболы $y = -\frac{K_1}{\nu}$, причем все ν положительны. С увеличением номера p все ν_p приближаются справа с точками пересечения котангенусоид $y = \text{ctg } \nu h$ с осью $O\nu$.

Уравнение (6) эквивалентно следующему

$$\nu = \frac{1}{h} \text{arctg} \left(-\frac{K_1}{\nu}\right) = \frac{\pi}{h} - \frac{1}{h} \text{arctg} \frac{K_1}{\nu}, \quad (20)$$

которое относится к трансцендентным и не может быть решено в конечном виде. Для приближенного решения положим

$$\nu_p = \frac{2p-1}{2h} \pi + \xi_p^{(e)}; \quad \xi_p^{(0)} = \frac{\pi}{4h}, \quad (21)$$

где через $\xi_p^{(e)}$ обозначены приближенные значения отклонений

$$\nu_p \text{ от } \frac{2p-1}{2h} \pi.$$

Для $\xi_p^{(e)}$ получаются рекуррентные формулы

$$\xi_p^{(e)} = \frac{1}{h} \operatorname{arctg} \left[- \frac{K_1}{\frac{2p-1}{2h} \pi + \xi_p^{(e-1)}} \right] \quad (22)$$

или

$$\xi_p^{(e)} = \frac{\pi}{h} - \frac{1}{h} \operatorname{arctg} \frac{K_1}{\frac{2p-1}{2h} \pi + \xi_p^{(e-1)}} \quad (23)$$

Остается только подобрать число l последовательных приближений в наиболее типичных условиях и вычислить расчеты по формулам (20) - (23).

Алгоритм для приближенного вычисления собственных значений λ_n из (5) следующий.

График правой части уравнения (5) при $\lambda > 0$ имеет единственную вертикальную асимптоту $\lambda = K_2$.

Распределение корней этого уравнения всецело определяется взаимным расположением данной асимптоты и асимптот тангенсoid $y = \operatorname{tg} \lambda b$. При этом возможны три взаимоисключающих друг друга случая:

$$0 < K_2 < \frac{\pi}{2b}, \quad K_2 = \frac{2m-1}{2b} \pi, \quad \frac{2m-1}{2b} \pi < K_2 < \frac{2m+1}{2b} \pi \quad (24),$$

где m - некоторое натуральное число. На основании этого и метода последовательных приближений для решения уравнения (5) проводятся следующие действия:

I. Проверка условий (24)

2. Расчет λ_n по рекуррентным формулам:

а) При $0 < K_2 < \frac{\pi}{2b}$ положить

$$\lambda_n = \xi_n^{(e)} + (n-1) \frac{\pi}{b}, \quad (25)$$

$$\xi_n^{(e)} = \frac{1}{b} \operatorname{arctg} \frac{2K_2 \left[\xi_n^{(e-1)} + (n-1) \frac{\pi}{b} \right]}{\left[\xi_n^{(e-1)} + (n-1) \frac{\pi}{b} \right]^2 - K_2^2}, \quad (26)$$

$$\xi_1^{(0)} = K_2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2b} - K_2 \right), \quad \xi_n^{(0)} = \frac{\pi}{4b}, \quad \forall n \geq 2 \quad (27)$$

б) Для $K_2 = \frac{2m-1}{2b} \pi$ первые $m-1$ значений λ_n рассчитываются по формулам

$$\lambda_n = \frac{n\pi}{b} - \xi_n^{(e)} \quad (28)$$

$$\xi_n^{(e)} = \frac{1}{b} \operatorname{arctg} \frac{2K_2 \left[\frac{n\pi}{b} - \xi_n^{(e-1)} \right]}{K_2^2 - \left[\frac{n\pi}{b} - \xi_n^{(e-1)} \right]^2}, \quad \xi_n^{(0)} = \frac{\pi}{4b}, \quad (29)$$

а при $\forall n \geq m$ - по формулам

$$\lambda_n = \xi_n^{(e)} + \frac{n\pi}{b},$$

$$\xi_n^{(e)} = \frac{1}{b} \operatorname{arctg} \frac{2K_2 \left[\xi_n^{(e-1)} + \frac{n\pi}{b} \right]}{\left[\xi_n^{(e-1)} + \frac{n\pi}{b} \right]^2 - K_2^2}, \quad \xi_n^{(0)} = \frac{\pi}{4b} \quad (30)$$

к вычисленным значениям λ_n следует добавить собственное значение K_2 , если среди вычисленных λ_n имеются значения больше K_2 , и все их необходимо расположить в порядке возрастания.

в) В третьем случае (24) собственные значения вычисляются по формулам (28) - (29) и (25) - (27) соответственно для $\forall n \leq m$ и $\forall n > m$.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. КУРАНТ Р., ГИЛЬБЕРТ Д. Методы математической физики. т. I
ГИТТЛ, М.-Л., 1951.
2. ЛЕВИТАН Б.М. Разложение по собственным функциям. ГИТТЛ.
М.-Л., 1950.
3. МЕЙЕРХОВ Г.Г. Механизм оползней-потоков в глинистых грунтах.
Проблемы инж. геологии. Сб. статей, вып. 2, изд-во
Иностранной литературы, М., 1960.
4. ПЕТРОВСКИЙ И.Г. Лекция по теории обыкновенных дифференциаль-
ных уравнений. Наука, 1964.
5. ТЕР-СТЕПАНИАН Г.И. Некоторые особенности механизма земляных по-
токов. Тр. международного симпозиума. "Инж. геол.
свойства глинистых пород и процессы в них",
вып. 3, изд. МГУ, 1973.
6. ЧЕРНОУСЬКО Ф.Л., БАНИЧУК Н.К. Вариационные задачи механики и
управления. "Наука", М., 1973.
7. ШЛИХТИНГ Г. Теория пограничного слоя. "Наука", М., 1974.

ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ДЛИТЕЛЬНОЙ
ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ СОЛИ НА ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ
ПОДЗЕМНОГО ХРАНИЛИЩА УГЛЕВОДОРОДНЫХ ТОПЛИВ

ШАФАРЕНКО Е.М.

(ВНИИПРОМГАЗ)

Рассмотрим полость радиуса a , расположенную на глубине H от поверхности Земли в массиве каменной соли с объёмным весом γ . Полость заполнена продуктом, объёмный вес которого γ_0 . Введём неподвижную систему сферических координат ρ, θ, φ с началом в центре ёмкости. Считая, что для нетронутого массива горных пород справедливо гидростатическое распределение напряжений, заменим весомое полупространство невесомым и прикладываем на бесконечно удалённой границе нормальные напряжения, равные $-\gamma H$. При этом можно предположить, что в результате действия горного давления каждая точка массива перемещается вдоль радиуса. Координаты её θ и φ остаются неизменными. Неизменной остаётся координата этой точки z в системе подвижных координат z, θ, φ .

Так как произвольный элемент, выделенный в окрестности выработки, в процессе деформирования не поворачивается, за тензор деформации принимается симметричный тензор

$$\begin{vmatrix} \epsilon_{\rho\rho} & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_{\varphi\varphi} \end{vmatrix}$$

Напряжённо-деформированное состояние среды при $\gamma > \gamma_0$ определяется из решения системы уравнений, включающей уравнение равновесия

$$\frac{d\sigma}{d\rho} + 2\sqrt{3} \frac{d\sigma_i}{d\rho} + 6\sqrt{3} \frac{\sigma_i}{\rho} = 0, \quad (I)$$

граничные условия

$$\text{при } z=a \quad \sigma_{\rho\rho} = -\gamma_0 H,$$

$$\text{при } z \rightarrow \infty \quad \sigma_{\rho\rho} = -\gamma H,$$

уравнения, связывающие компоненты главных деформаций и градиенты перемещений,

$$\epsilon_{\rho\rho} = \epsilon_0 \frac{d\rho}{dz}; \quad \epsilon_{\theta\theta} = \epsilon_{\varphi\varphi} = \epsilon_0 \frac{\rho}{z}$$

и реологическое уравнение состояния каменной соли [I]

$$\sigma_i = G \varepsilon_i - g R^*(t) \varepsilon_i^c \quad (2)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K} + K^*(t) \frac{\sigma_i^n}{n} \quad (3)$$

Здесь

$$\varepsilon_i = \frac{2}{\sqrt{3}} \left| \ln \left(\frac{d\rho}{dz} \frac{z}{\rho} \right) \right|, \quad \varepsilon = \ln \left(\frac{d\rho}{dz} \frac{\rho^2}{z^2} \right),$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{3}} \left| \sigma_{pp} - \sigma_{\theta\theta} \right|, \quad \sigma = \sigma_{pp} + 2 \sigma_{\theta\theta} \quad (4)$$

Следует отметить, что при эксплуатации подземных хранилищ, в основном, не происходит резких изменений нагрузок и поэтому возможно использование простейшей из известных теорий ползучести - теории старения. В одномерных задачах решение может быть получено достаточно просто для любого уравнения состояния. При рассмотрении двумерных задач (ёмкости произвольной осесимметричной формы) простые уравнения состояния, если они, конечно, не противоречат физическому смыслу, позволяют получить решение задачи, а не ограничиваться первым приближением, как это часто делается для сложных реологических моделей.

Уравнения (2) и (3) удовлетворительно описывают процесс ползучести при постоянном напряжении, протекающий как в три стадии, так и в одну стадию, учитывает возможность увеличения объёма каменной соли при действии сдвигающих напряжений. В эти уравнения входит условие разрушения, выражающее для каждого момента времени предельную величину интенсивности деформации ε_i . Очевидно, минимальное значение деформации, при котором возможно разрушение, есть $\bar{\varepsilon}$, соответствующее $t \rightarrow \infty$ и $\sigma_i = \sigma_i^*$, то есть пределу длительной прочности.

Можно показать, что

$$\bar{\varepsilon}_i = \left(\frac{G}{c g} \right)^{\frac{1}{c-1}}$$

Решение уравнения (I) совместно с уравнениями состояния и граничными условиями даёт возможность определить напряжённо-деформированное состояние в окрестности ёмкости и прогнозировать величину конвергенции ёмкости во времени. Однако, основная цель расчёта - определение для заданной глубины заложения хранилища необходимой величины противодействия продукта, обеспечивающей безаварийный режим эксплуатации. Или определение при за-

данном противодавлении максимально допустимой глубины заложения хранилища.

В окрестности ёмкости под действием горного давления и противодавления продукта изменяется первоначальное напряжённо-деформированное состояние. В силу того, что наибольшее значение интенсивность деформации принимает на контуре хранилища, при достижении предельной величины $\bar{\epsilon}_c$ могут произойти опасные вывалы каменной соли и разрушение технологического оборудования. При этом координата ρ точек внутреннего контура определится из решения дифференциального уравнения

$$\frac{2}{\sqrt{3}} \ln \left(\frac{d\rho}{dz} \frac{z}{\rho} \right) = \bar{\epsilon}_c \quad (5)$$

Интегрируя (5) с учётом первого граничного условия, получим

$$\rho_a = a \exp \left((-\gamma_0 H - \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_{i^*}) \frac{1}{K} + \frac{(\sigma_{i^*})^n}{3m} - \frac{\bar{\epsilon}_c}{2\sqrt{3}} \right).$$

$$\frac{d\rho}{dz} \Big|_{(z=a)} = \frac{\rho_a}{a} \exp \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \bar{\epsilon}_c \right) \quad (6)$$

Дифференцируя (2) и (3) по ρ и результат подставляя в (1), получим дифференциальное уравнение, решение которого с начальными условиями (6) определяет величины ρ , $\frac{d\rho}{dz}$ и $\sigma_{pp} = -\gamma H$ при $z \rightarrow \infty$. Решение дифференциального уравнения может быть получено по стандартной программе на ЭВМ. Таким образом по заданному противодавлению хранимого продукта определяется величина γH , вызывающая появление предельной деформации на внутреннем контуре хранилища.

Оценим полученные результаты, предположив, что каменная соль несжимаемый материал. Тогда вместо (3) имеем

$$\epsilon = \ln \frac{d\rho}{dz} + 2 \ln \frac{\rho}{z} = 0 \quad (7)$$

Из условия несжимаемости следует

$$\rho^3 = z^3 + C_1 \quad (8)$$

$$\frac{d\rho}{dz} = \frac{z^2}{\rho^2} \quad (9)$$

Интегрируя дифференциальное уравнение равновесия с учётом граничных условий и уравнения состояния, имеем

$$\frac{H(\gamma - \gamma_0)}{4G} = \int_a^\infty \frac{z^2}{z^3 + C_1} \ln \frac{z^3}{z^3 + C_1} dz - \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{g}{G} \int_a^\infty \frac{z^2}{z^3 + C_1} \left| \frac{2}{\sqrt{3}} \ln \frac{z^3}{z^3 + C_1} \right|^c dz \quad (10)$$

Подставив (8) и (9) в (5), определим

$$c_1 = a^3 \left(\exp\left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \bar{\epsilon}_i\right) - 1 \right) \quad (II)$$

Тогда соотношение (10) с учётом (II) определит величину Н, при которой прочность хранилища в процессе длительной эксплуатации обеспечена. Для случая малых деформаций

$$H = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_i^{\infty}(c+1)}{(\gamma - \gamma_0) c}$$

На ЭВМ "Минск-32" выполнены расчёты для достаточно широкого диапазона изменения параметров уравнений (2) и (3).

В результате появилась возможность в общем случае закона деформирования (2), (3) и учёте больших деформаций получить формулу для определения Н

$$H = \frac{2}{\sqrt{3}} K_I \frac{\sigma_i^{\infty}(c+1)}{(\gamma - \gamma_0) c} \quad (I2)$$

Значения коэффициента K_I приведены в таблице.

Если противодействие Р в ёмкости создаётся не столбом рассея и продукта, то из (I2), приняв $\gamma_0 = \frac{P}{H}$, получим

$$H = \frac{2}{\sqrt{3}} K_I \frac{\sigma_i^{\infty}(c+1)}{c\gamma} + \frac{P}{\gamma} \quad (I3)$$

Как видно из таблицы значения коэффициента K_I находятся в пределах 1,0,786, а параметр с изменяется от I до I, I. Тогда из (I3) следует

$$H = (1,5 \div 2) \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_i^{\infty}}{\gamma} + \frac{P}{\gamma} \quad (I4)$$

Допустим, что глубина Н назначается по результатам определения напряжённого состояния в окрестности ёмкости исходя из линейной связи напряжений и деформаций (решение Ляме).

Тогда на контуре $z = a$

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{3}}{2} (\gamma H - P)$$

Из условия $\sigma_i = \sigma_i^{\infty}$ получим

$$H = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_i^{\infty}}{\gamma} + \frac{P}{\gamma}$$

что при $P=0$ в 1,5+2 раза меньше величины, определяемой по формуле (I4).

	n	c	Коэффициент Пуассона					
			0,10	0,20	0,30	0,40	0,45	0,50
I	2	3	4	5	6	7	8	9
Объёмные деформации не зависят от величины интенсивности напряжений.	-	I,020	0,976	0,984	0,990	0,995	0,998	I,000
		I,040	0,956	0,969	0,980	0,991	0,995	I,000
		I,060	0,939	0,956	0,972	0,986	0,993	I,000
		I,080	0,925	0,945	0,965	0,983	0,991	I,000
		I,100	0,913	0,936	0,958	0,979	0,990	I,000
Объёмные деформации зависят от величины интенсивности напряжений	I,000	I,020	0,943	0,960	0,975	0,989	0,994	I,000
		I,040	0,894	0,925	0,953	0,977	0,989	I,000
		I,060	0,852	0,894	0,932	0,967	0,984	I,000
		I,080	0,817	0,867	0,914	0,958	0,979	I,000
		I,100	0,786	0,843	0,897	0,950	0,975	I,000

(продолжение)

I	2	3	4	5	6	7	8	9
Объёмные деформации зависят от величин интенсивности напряжений	3,000	1,020	0,950	0,965	0,979	0,990	0,995	1,000
		1,040	0,907	0,934	0,958	0,980	0,990	1,000
		1,060	0,871	0,907	0,941	0,971	0,986	1,000
		1,080	0,839	0,883	0,924	0,963	0,982	1,000
		1,100	0,811	0,862	0,910	0,956	0,978	1,000
	5,000	1,020	0,953	0,968	0,980	0,991	0,995	1,000
		1,040	0,913	0,938	0,961	0,981	0,991	1,000
		1,060	0,878	0,912	0,944	0,973	0,986	1,000
		1,080	0,847	0,889	0,929	0,965	0,983	1,000
		1,100	0,820	0,869	0,915	0,958	0,979	1,000

Таким образом, учёт изменения напряжённо-деформированного состояния во времени вследствие проявления реологических свойств соли позволяет значительно увеличить допустимую глубину заложения хранилищ.

Литература:

1. ВНИИ, Методические указания по исследованию ползучести горных пород, Л., 1973г.

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ О ВОЗДЕЙСТВИИ СДВИГОВОГО НАПРЯЖЕНИЯ
И ИМПУЛЬСА СМЕЩЕНИЯ НА ПОВЕРХНОСТИ КРУГОВОЙ
ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ПОЛОСТИ В ВЯЗКО-УПРУГОЙ
АНИЗОТРОПНОЙ СРЕДЕ

ШИРИНГУЛОВ Т.Ш., ФИЛИППОВ И.Г., МИРЗАКОБИЛОВ С.

(Ташкентский политехнический институт и
Московский инженерно-строительный институт)

Динамические задачи механики твердых деформируемых тел в последнее время вызывает всевозрастающий интерес специалистов. Причиной развития этой области волновой динамики послужила необходимость более обоснованного подхода к определению полей напряжений и деформаций, возникающих в твердых телах при различного рода динамических нагрузках. Хотя ряд проблем в этой области еще не получил полного освещения, выполненные к настоящему времени исследования позволили решить большое количество практически интересных задач, относящихся, в первую очередь, к изучению периодических возмущений и решению линейных упругих динамических задач. Изучению возмущений в вязкоупругих средах (в виду их сложности) уделено меньше внимания.

Настоящий доклад посвящен решению задачи о воздействии сдвигового напряжения и импульса смещения на поверхности круговой цилиндрической полости в вязкоупругой среде. Приводятся системы интегро-дифференциальных уравнений, описывающие движение вязкоупругих сред, предлагается алгоритм решения динамических задач механики вязкоупругих сред и определяются поля смещений и напряжений.

§ I. Общие уравнения и соотношения, описывающие поведение вязко-упругих сред

Распространение малых возмущений в однородной вязко-упругой среде описывается следующими уравнениями I

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (I.1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}$$

где ρ - плотность среды.

Закон Гука для вязко-упругой среды имеет вид [2]

$$\sigma_x = L \epsilon + 2 M \epsilon_{xx}$$

$$\sigma_y = L \epsilon + 2 M \epsilon_{yy} \quad (I.2)$$

$$\tau_{xy} = M \epsilon_{xy}$$

где операторы L и M равны

$$L \epsilon = \lambda \epsilon + \lambda \int_{-\infty}^t f_1(t-\xi) \epsilon(\xi) d\xi \quad (I.3)$$

$$M \epsilon_{xx} = \mu \epsilon_{xx} - \mu \int_{-\infty}^t f_2(t-\xi) \epsilon(\xi) d\xi$$

и

$f_1(t-\xi)$, $f_2(t-\xi)$ - безразмерные ядра вязко-упругих операторов;

λ ; μ - упруго-мгновенные модули.

Подставляя (I.2) в (I.1), получим уравнения движения вязко-упругой среды

$$L \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) + M \left(2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$L \left(\frac{\partial^2 \mu}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \right) + M \left(2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \mu}{\partial x \partial y} \right) = \rho \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad (\text{I.4})$$

Систему уравнений (I.4) в потенциалах скоростей можно представить в виде

$$\Delta^2 \varphi - \frac{1}{\lambda + 2\mu} \int_{-\infty}^t f_3(t-\xi) \Delta^2 \varphi d\xi = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad (\text{I.5})$$

$$\Delta^2 \psi - \frac{1}{\mu} \int_{-\infty}^t f_2(t-\xi) \Delta^2 \psi d\xi = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}$$

где $\frac{1}{\alpha^2} = \frac{\rho}{\lambda + 2\mu}$; $\frac{1}{\beta^2} = \frac{\rho}{\mu}$

$$f_3(t-\xi) = f_1(t-\xi) + 2f_2(t-\xi)$$

$$\mu = \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad \varphi = \frac{\partial \varphi}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial x}$$

При решении краевых задач для рассматриваемого тела к уравнениям движения (I.4) и (I.5) необходимо присоединить условия на границе S области R , занятой вязкоупругой средой.

§ 2. Постановка задачи. Алгоритм решения

Пусть в вязко-упругой трансверсально-изотропной (Z - ось изотропии) среде имеется круговая цилиндрическая полость радиуса Σ_0 с осью симметрии Z . В момент на поверхность полости мгновенно прикладывается касательное напряжение τ_{z_2} , не зависящее от Z . В таком предположении задача будет двумерной, зависящей от двух координат (x, y) и смещения $u_x = u_y = 0$ а

$$u_z(x, y, t) \neq 0$$

Задачу будем формулировать в безразмерных переменных и величинах

$$x = \frac{x'}{z_0}; \quad y = \frac{y'}{z_0}; \quad \tau = \frac{t}{z_0}; \quad u = \frac{u'}{z_0} \quad (2.1)$$

где c - скорость распространения поперечной сдвиговой волны в невозмущенной среде.

В безразмерных величинах данная задача сводится к определению безразмерного смещения u и, удовлетворяющего уравнению

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\mu_2}{\mu_1} \cdot \frac{1}{z^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} - \int_{-\infty}^{\tau} \left[\left(\frac{\partial^2 u}{\partial \tau^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial u}{\partial \tau} \right) \cdot f_4(\tau - \xi) + \frac{\mu_2}{\mu_1} \cdot \frac{1}{z^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} \cdot f_5(\tau - \xi) \right] d\xi = \frac{\partial^2 u}{\partial \tau^2} \quad (2.2)$$

Физический закон Гука для данной задачи имеет вид

$$\tau_{rz} = \mu_1 \left[\epsilon_{rz} - \int_{-\infty}^{\tau} f_4(\tau - \xi) \epsilon_{rz}(\xi) d\xi \right] \quad (2.3)$$

$$\tau_{z\theta} = \mu_2 \left[\epsilon_{z\theta} - \int_{-\infty}^{\tau} f_5(\tau - \xi) \epsilon_{z\theta}(\xi) d\xi \right] \quad (2.4)$$

где $f_4(\tau - \xi)$, $f_5(\tau - \xi)$ - безразмерные ядра вязко-упругих операторов;

μ_1 , μ_2 - упругие анизотропные постоянные.

Граничные условия для данной задачи имеют вид

$$\tau_{rz} = f(z) \cos \theta \quad \text{при} \quad z = 1 \quad (2.5)$$

где $f(z)$ - известная функция.

Кроме того, компоненты перемещений должны затухать на бесконечности, т.е.

$$u \rightarrow 0 \quad \text{при} \quad z \rightarrow \infty \quad (2.6)$$

Начальные условия задачи означают непрерывность смещения u и ее скорости при $\tau = \tau_1$

$$u = 0 ; \quad u' = 0 \quad (2.7)$$

где $\tau_1 = \frac{\delta t}{v_0}$

Решение поставленной задачи представляет значительные математические трудности. Поэтому при решении задачи будем использовать следующий алгоритм [3].

1. Пусть импульс напряжения τ_{22} при $\tau = 1$ отличен от нуля лишь при $\tau_1 \leq \tau \leq \tau_2$, причем неограничивая общности можем положить

$$\tau_2 > \Delta \tau = \tau_2 - \tau_1 \quad (2.8)$$

2. Продолжим периодически и нечетно граничную функцию $f(t)$ по времени с периодом $2T$ так, чтобы и воздействие предыдущего импульса практически не влияло на волновое поле смещения при $\tau > \tau_1$ до некоторого значения времени τ , необходимого для исследования задачи.

Предложенный алгоритм позволяет искать решение задачи в виде комплексного ряда Фурье по времени и не учитывать начальные условия (2.7).

§ 3. Решение задачи

В соответствии с предложенным алгоритмом решение задачи можно искать в виде

$$u = \sum_{k=1}^{\infty} u_k(r, \theta) \cdot e^{\frac{i k \pi \tau}{T}} \quad (3.1)$$

Подставляя (3.1) в уравнение (2.2) для определения $u_k(r, \theta)$ будем иметь

$$\frac{\partial^2 u_k}{\partial r^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial u_k}{\partial r} + \frac{\delta_{1k}^2}{r^2} \frac{\partial^2 u_k}{\partial \theta^2} + \frac{k^2 \pi^2}{T(1-M_{1k})} u_k = 0 \quad (3.2)$$

где $\delta_{1k}^2 = \frac{1 - M_{2k}}{1 - M_{1k}} \cdot \frac{(\mu_2)}{(\mu_1)}$

$$M_{1k} = \int_0^{\infty} f_v(\eta) \cdot e^{-\frac{i\kappa\pi}{\Gamma} \eta} d\eta$$

$$M_{2k} = \int_0^{\infty} f_s(\eta) \cdot e^{-\frac{i\kappa\pi}{\Gamma} \eta} d\eta$$

Решение уравнения (3.2) будем искать в виде

$$u_k = T_k(z) \cos \theta \quad (3.3)$$

Для $T_k(z)$ получим уравнение Бесселя

$$\frac{\partial^2 T_k(z)}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial T_k(z)}{\partial z} + \left[\frac{\kappa^2 \pi^2}{\Gamma^2 (1 - M_{1k})} + \frac{\delta_{1k}^2}{z^2} \right] T_k(z) = 0 \quad (3.4)$$

решение которого удовлетворяет условиям затухания (2.6) и имеет вид

$$T_k(z) = B_k \cdot H_{\delta_{1k}}^{(2)}(\delta_{1k} z) \quad (3.5)$$

где $H_{\delta_{1k}}^{(2)}(\delta_{1k} z)$ - функция Ханкеля второго рода.

$$\delta_{1k} = \frac{\kappa \pi}{\Gamma \sqrt{1 - M_{1k}}}$$

Удовлетворив граничным условиям (2.5), будем иметь

$$u_k = \frac{f_k H_{\delta_{1k}}^{(2)}(\delta_{1k} z) \cos \theta}{M_{1k} (1 - M_{1k}) [f_k H_{\delta_{1k-1}}^{(2)}(\delta_{1k}) - \delta_{1k} H_{\delta_{1k}}^{(2)}(\delta_{1k})]} \quad (3.6)$$

Следовательно решение уравнения (2.2) имеет вид:

$$u = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k H_{\nu_k}^{(2)}(\delta_k z) \cos \theta \cdot e^{\frac{i k \pi}{\pi} \tau}}{\mu_1 (1 - M_{1k}) [\delta_k H_{\nu_k - 1}^{(2)}(\delta_k) - \delta_k H_{\nu_k}^{(2)}(\delta_k)]} \quad (3.7)$$

где $f_k = \frac{2}{\pi} \int_{\tau_1}^{\tau_2} f(\tau) \sin \frac{k \pi \tau}{\pi} d\tau$

Многие вязко-упругие среды характеризуются тем, что коэффициент Пуассона постоянен. Тогда $M_{1k} = M_{1k}$. Если, кроме того, константы μ_1 и μ_2 связаны соотношением $\delta_k = \sqrt{\frac{\mu_2}{\mu_1}} = m + \frac{1}{2}$, то выражение (3.7) принимает вид:

$$u = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k z) \cos \theta \cdot e^{\frac{i k \pi}{\pi} \tau}}{\mu_1 (1 - M_{1k}) [\delta_k H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k) + (m + \frac{1}{2}) H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k)]} \quad (3.8)$$

Зная значение u , можно определить напряжения τ_{z2} , $\tau_{z\theta}$ по следующим формулам:

$$\tau_{z2} = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k [\delta_k^2 H_{m-\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k z) - (m + \frac{1}{2}) H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k z)] \cos \theta \cdot e^{\frac{i k \pi}{\pi} \tau}}{\mu_1 [\delta_k H_{m-\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k) - (m + \frac{1}{2}) H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k)]} \quad (3.9)$$

$$\tau_{z\theta} = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k z) \sin \theta \cdot e^{\frac{i k \pi}{\pi} \tau}}{\mu_1 [\delta_k H_{m-\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k) - (m + \frac{1}{2}) H_{m+\frac{1}{2}}^{(2)}(\delta_k)]} \quad (3.10)$$

§ 4. Задача о воздействии импульса смещения u_z на поверхности цилиндрической круговой полости исследуется аналогично, как в предыдущей задаче. В рассматриваемом случае условие (2.5) заменяется условием

$$u = f(z) \cos \theta \quad \text{при } z = 1 \quad (4.1)$$

Решение данной задачи представляется в виде

$$u = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k H_{\delta'_{1k}}^{(2)}(\delta'_{1k} z)}{M_1 H_{\delta'_{1k}}^{(2)}(\delta'_{1k})} \cos \theta \cdot e^{\frac{i k \pi}{T} \tau} \quad (4.2)$$

Предположим, что коэффициенты поперечных расширений постоянны, тогда $\delta'_{1k} = m + \frac{1}{2}$. Учитывая это соотношение, выражение (4.2) можно представить в виде

$$u = \gamma m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{f_k H_{m + \frac{1}{2}}^{(2)}(\delta'_{1k} z) \cos \theta}{M_1 H_{m + \frac{1}{2}}^{(2)}(\delta'_{1k})} \cdot e^{\frac{i k \pi}{T} \tau} \quad (4.3)$$

Формулами (3.8) - (3.10) и (4.3) определяются поля смещений и напряжений для рассматриваемых задач.

Сходимость рядов (3.8)-(3.10) и (4.3) по k легко доказать [1] исходя из асимптотического представления

$$H_{m + \frac{1}{2}}^{(2)}(\delta'_{1k}) \quad \text{при больших } k.$$

Л и т е р а т у р а

1. Гузь А.Н., Головчан В.Т. Дифракция упругих волн в многосвязных телах. Изд-во "Наукова думка", Киев, 1972 г.
2. Кристенсен Р. Введение в теорию вязкоупругости. Изд-во "Мир", Москва, 1974 г.
3. Филиппов И.Г. Динамика линейных вязко-упругих сред. В сб. "Избранные проблемы механики", М., "Наука", 1974 г.

РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ ПЛИТ, ЛЕЖАЩИХ НА УПРУГО-ПОЛЗУЧЕЙ
НЕОДНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ РЕАКТИВНЫХ КАСА-
ТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ.

Ширинкулов Т.И., Тураев Х.И.

(Институт механики и сейсмостойкости сооружений
им. М.Т.Уразбаева, г. Ташкент)

В данной работе приводится решение плоской контактной задачи о расчете фундаментной плиты на упруго-ползучей неоднородной полуплоскости с учетом реактивных касательных напряжений.

Предполагаем, что модуль деформации и мера ползучести основания с глубиной изменяются по закону

$$E = E_m(t) y^m, \quad c(t, \varrho, y) = c_m(t, \varrho) y^{-m}$$

$E_m(t), c_m(t, \varrho)$ - модуль деформации и мера ползучести на глубине $y = 1$

m - показатель неоднородности основания.

Рассматривая элемент плиты размерами $1 \times dx \times h$ и составляя уравнения равновесия, получим

$$\frac{D}{e^4} \frac{\partial^4 Y^*(x, t)}{\partial x^4} = q(x, t) - P^*(x, t) - \frac{h}{2e} \frac{\partial \varrho^*(x, t)}{\partial x} \quad (I)$$

$$\varrho^*(x, t) = \frac{1}{e} \frac{\partial N^*}{\partial x}$$

Горизонтальные перемещения точек плиты при наличии касательных напряжений представлены в виде

$$U_n^*(x,t) = \frac{\rho}{h} \frac{1-\mu^2}{E} \int_0^x N^*(x,t) dx - \frac{h}{2\rho} \frac{\partial Y^*(x,t)}{\partial x} \quad (2)$$

где $\rho^*(x,t), \tau^*(x,t)$ - соответственно нормальные и касательные реактивные напряжения ;

$q(x)$ - интенсивность внешней нагрузки ;

$Y(x,t)$ - вертикальные перемещения серединной плоскости плиты ;

x - безразмерная координата ;

N - внутреннее продольное усилие ;

E, μ - соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона материала плиты.

Для нахождения реакций основания $\rho^*(x,t), \tau^*(x,t)$ воспользуемся условиями контакта поверхности плиты с основанием.

$$Y(x,t) \equiv W^*(x,t), U_n^*(x,t) \equiv l^*(x,t) \quad (3)$$

где $W^*(x,t), l^*(x,t)$ - вертикальные и горизонтальные перемещения точек поверхности основания, которые пользуясь результатами исследований авторов [5, 7, 8], с учетом ползучести можно представить в виде :

$$W^*(x,t) = \frac{\sigma_0}{E_m(t)} \omega(x,t) - \sigma_0 \int_{\tau_1}^t \omega(x,\tau) \frac{\partial \delta_0(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (4)$$

$$l^*(x,t) = \frac{\sigma_2}{E_m(t)} V(x,t) - \sigma_2 \int_{\tau_1}^t V(x,\tau) \frac{\partial \delta_0(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau$$

$$\omega(x,t) = \int_{-1}^1 \frac{P^*(s,t)}{|x-s|^m} ds - \kappa_0 \int_{-1}^1 \frac{\text{Sign}(x-s) \tau^*(s,t)}{|x-s|^m} ds$$

$$V(x,t) = \int_{-1}^1 \frac{\tau(s,t)}{|x-s|^m} ds - \kappa_2 \int_{-1}^1 \frac{\text{Sign}(x-s) P(s,t)}{|x-s|^m} ds$$

где

$$\sigma_0 = \rho^{1+m} \frac{(1-\mu_0^2) \delta C_m \sin \frac{\delta \pi}{2}}{m(1+m)},$$

(5)

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_0 (1+m)^2}{\gamma^2},$$

$$\kappa_0 = \frac{(1+m)m c t \delta \frac{\delta \pi}{2}}{\gamma^2},$$

$$\kappa_2 = \frac{\kappa_0 \delta^2}{(1+m)^2}, \quad \delta = \sqrt{(1+m)[1-\mu_0 m(1-\mu_0)^{-1}]}$$

$$\delta_0(t, \tau) = \frac{1}{E_m(t)} + C_0(t, \tau)$$

$\delta_0(t, \tau)$ - полная относительная деформация от единичного напряжения.

Пусть $P(x, \tau_1)$, $\tau(x, \tau_1)$ - нормальные и касательные напряжения, соответствующие упруго-мгновенной задаче ; $P_1(x, t)$,

$\tau_1(x, t)$ - дополнительные реактивные давления обусловленные ползучестью основания. При этом будем иметь

$$P^*(x, t) = P(x, \tau_1) + P_1(x, t)$$

$$\tau^*(x, t) = \tau(x, \tau_1) + \tau_1(x, t)$$

(6)

Как известно упруго-мгновенные решения удовлетворяют условиям равновесия плиты, то давления обусловленные ползучестью осно-

Ваня $P_1(x, t)$, $\tilde{\tau}_1(x, t)$ удовлетворяют условиям самоуравновешенности, т.е.

$$\int_{-1}^1 P_1(x, t) dx = 0, \int_{-1}^1 x P_1(x, t) dx = 0, \int_{-1}^1 \tilde{\tau}_1(x, t) dx = 0 \quad (7)$$

Подставляя (4) в (3) и имея в виду (6) получим

$$W(x, \tau) \equiv Y(x, \tilde{\tau}_1), U(x, \tilde{\tau}_1) \equiv U_n(x, \tilde{\tau}_1) \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_0}{E_m(t)} \omega_1(x, t) - \sigma_0 \int_{\tilde{\tau}_1}^t \omega_1(x, \tau) \frac{\partial \delta_0(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau = \\ = Y_1(x, t) + \frac{\sigma_0 \omega(x, \tilde{\tau}_1)}{E_m(t)} [1 - E_m(t) \delta_0(t, \tilde{\tau}_1)] \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_2}{E_m(t)} V_1(x, t) - \sigma_2 \int_{\tilde{\tau}_1}^t V_1(x, \tau) \frac{\partial \delta_0(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau = \\ = U_{n1}(x, t) + \frac{\sigma_2 V(x, \tilde{\tau}_1)}{E_m(t)} [1 - E_m(t) \delta_0(t, \tilde{\tau}_1)] \end{aligned}$$

где

$$\omega_1(x, t) = \int_{-1}^1 \frac{P_1(\xi, t)}{|x - \xi|^m} d\xi - \kappa_0 \int_{-1}^1 \frac{\text{Sign}(x - \xi) \tilde{\tau}_1(\xi, t)}{|x - \xi|^m} d\xi \quad (10)$$

$$V_1(x, t) = \int_{-1}^1 \frac{\tilde{\tau}_1(\xi, t)}{|x - \xi|^m} d\xi - \kappa_2 \int_{-1}^1 \frac{\text{Sign}(x - \xi) P_1(\xi, t)}{|x - \xi|^m} d\xi$$

Тождество (8) служит для определения $P(x, \tilde{\tau}_1)$ и $\tilde{\tau}(x, \tilde{\tau}_1)$, решение которого известно из работ [9].

Нормальные и касательные реактивные давления, удовлетворяющие условиям (7), для случая симметричного воздействия внешней

нагрузки, представим в виде [3] :

$$P_i(x, t) = \sum_{i=1}^m H_i(t) \left[\cos \frac{(2i-1)\pi}{2} x + (-1)^i \frac{2}{(2i-1)\pi} \right] \quad (II)$$

$$\tau_j(x, t) = \sum_{j=1}^n F_j(t) \left[\pm (\cos(2j-1)\pi x + \frac{2^2}{(2j-1)^2 \pi^2} \right]$$

Подставив (II) в (I) и (2) интегрировав, и используя соответствующие граничные условия для конечной плиты, получим вертикальные и горизонтальные перемещения для первого и второго участка отдельно, аппроксимируя их имеем

$$U_1(x, t) = W(0, t) - \frac{\rho^4}{D} \left[\sum_{i=1}^m H_i(t) \varphi_i(x) \pm \alpha \sum_{j=1}^n F_j(t) (\psi_j(x) + d_2 x^2 + d_4 x^4) \right]$$

$$U_m(x, t) = \alpha \frac{\rho^4}{D} \left[\sum_{i=1}^m H_i(t) \varphi_i'(x) \pm \sum_{j=1}^n F_j(t) (\bar{\psi}_j(x) + d_1 x + d_3 x^3) \right] \quad (12)$$

где

$$W(0, t) = \frac{\sigma_0}{E_m(t)} \omega_1(0, t) - \sigma_0 \int_{z_1}^t \omega_2(0, z) \frac{\partial \delta_0(t, z)}{\partial z} dz -$$

$$- \frac{\sigma_0 \omega(0, z_1)}{E_m(t)} [1 - E_m(t) \delta_0(t, z_1)]$$

$$\varphi_i(x) = \frac{2^4}{(2i-1)^4 \pi^4} \left(\cos \frac{(2i-1)\pi}{2} x - 1 \right) + (-1)^i \frac{x^4 - 6x^2}{12(2i-1)\pi}, \quad \alpha = \frac{h}{2l}$$

$$\psi_j(x) = -\frac{1}{(2j-1)^3 \pi^3} \sin(2j-1)\pi x - \frac{x^2}{2} + \frac{1}{(2j-1)^2 \pi^2} x,$$

$$\bar{\psi}_j(x) = \frac{4}{3(2j-1)^2 \pi^2} \left(-\cos(2j-1)\pi x + \frac{x^2}{2} - x + 1 \right) - x$$

$d_i - (i = 1, 4)$ коэффициенты интерполяционного полинома.

Подставляя (II) в (IO), имея в виду билинейные разложения

[6]

$$\frac{1}{|x-s|^m} = \frac{2^m \Gamma^2(\frac{m}{2})}{\Gamma(m) \cos \frac{m\pi}{2}} \sum_{\nu=0}^{\infty} (\nu + \frac{m}{2}) C_{\nu}^{\frac{m}{2}}(x) C_{\nu}^{\frac{m}{2}}(s)$$

$$\frac{\text{Sign}(x-s)}{|x-s|^m} = \frac{\pi}{2^{1-m} \sin \frac{m\pi}{2}} \sum_{\nu=0}^{\infty} \frac{(m)_{\nu} \Gamma(m+\nu) P_{\nu}^{\frac{m}{2}, \frac{m}{2}-1}(x) P_{\nu}^{\frac{m}{2}, \frac{m}{2}-1}(s)}{\Gamma^2(\frac{m}{2} + \nu)}$$

;

используя формулу [2]

$$C_{\nu}^{\frac{m}{2}}(x) = \frac{\Gamma(\frac{m+1}{2})}{\Gamma(\frac{1}{2}) \Gamma(\frac{m}{2})} \sum_{\rho=0}^{[\frac{\nu}{2}]} \frac{(\nu-2\rho + \frac{m+1}{2}) \Gamma(\rho - \frac{1}{2}) \Gamma(\nu - \rho + \frac{m}{2})}{\rho! \Gamma(\nu - \rho + \frac{m+1}{2} + 1)} C_{\nu-2\rho}^{\frac{m+1}{2}}(x)$$

где $C_{\alpha}^{\gamma}(x)$ - полином Гегенбауэра α -ой степени,

$P_{\alpha}^{\alpha, \beta}(x)$ - полином Якоби, и рекуррентные формулы

8.961.8, 8.962.4 из [4]

$$(2\alpha + \alpha + \beta) P_{\alpha}^{\alpha-1, \beta}(x) = (\alpha + \alpha + \beta) P_{\alpha}^{\alpha, \beta}(x) - (\alpha + \beta) P_{\alpha-1}^{\alpha, \beta}(x)$$

$$C_{\alpha}^{\gamma}(x) = \frac{\Gamma(\alpha + 2\gamma) \Gamma(\gamma + \frac{1}{2})}{\Gamma(2\gamma) \Gamma(\alpha + \gamma + \frac{1}{2})} P_{\alpha}^{\gamma - \frac{1}{2}, \gamma - \frac{1}{2}}(x)$$

получаем

$$\omega_1(x, t) = -\frac{2}{\Gamma(\frac{m}{2}) \cos \frac{m\pi}{2}} \sum_{i=1}^m \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{k=0}^{\nu} \sum_{\rho=0}^{\nu} H_i(t) \alpha_{2\nu, k} e_{2\nu, \rho} \lambda_i C_{2\nu-2\rho}^{\frac{m+1}{2}}(x) -$$

$$-\sum_{j=1}^n \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} \frac{\sqrt{\pi} 2^{2m-1}}{\Gamma(\frac{m}{2}) \sin \frac{m\pi}{2}} M_j \kappa_{2\nu+1, \kappa} F_j(t) (C_{\frac{m+1}{2}}(x) - C_{\frac{m}{2}}(x)) \quad (13)$$

$$V_1(x, t) = -\frac{2}{\Gamma(\frac{m}{2}) \cos \frac{m\pi}{2}} \sum_{j=1}^n \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} \sum_{\rho=0}^{\nu} F_j(t) \alpha_{2\nu+1, \kappa} e_{2\nu+1, \rho} M_j x$$

$$x C_{\frac{m+1}{2}}(x) - \frac{\sqrt{\pi} 2^{2m-1}}{\Gamma(\frac{m}{2}) \sin \frac{m\pi}{2}} \sum_{j=1}^n \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} H_i(t) \kappa_{2\nu, \kappa} \lambda_i (C_{\frac{m+1}{2}}(x) - C_{\frac{m}{2}}(x))$$

где

$$\alpha_{\nu, \kappa} = \frac{(-1)^\kappa 2^{\nu-2\kappa} \Gamma(\frac{m}{2} + \nu - \kappa) (\nu + \frac{m}{2})}{\kappa! (\nu - \kappa)! (\nu - \kappa + 1)}$$

$$\kappa_{\nu, \kappa} = \frac{(-1)^\kappa 2^{\nu-2\kappa} \Gamma(\frac{m+1}{2} + \nu - \kappa)}{\kappa! (\nu - \kappa)! (\nu - \kappa + 1)}$$

$$e_{\nu, \rho} = \frac{[\nu - 2\rho + (m+1)/2] \Gamma(\rho - \frac{1}{2}) \Gamma(\nu - \rho + \frac{m}{2})}{\rho! \Gamma(\nu - \rho + \frac{m+1}{2} + 1)}$$

Подставляя (12) и (13) в (9), умножая обе части уравнения

(9) на $(1+x^2)^{\frac{m+1}{2}} - \frac{1}{2} C_{\frac{m+1}{2}}(x) dx$ и интегрируя в пределах

от -1 до $+1$ получим $2\mathcal{L}$ ($\mathcal{L} = 0, 1, 2, \dots$) интегральных уравнений типа Вольтерра относительно неизвестных коэффициентов $H_j(t)$,

$F_j(t)$ (при $i=j$), ($j=1, 2, 3, \dots$)

$$\sum_{j=1}^n \left\{ \left[-\frac{1}{E_m(t)} + \frac{e^{\mathcal{L}}}{D} \frac{B_{10}^{\mathcal{L}, j}}{\sigma_0} \right] H_j(t) + \left[\frac{B_{11}^{\mathcal{L}, j}}{E_m(t)} - \frac{e^{\mathcal{L}}}{D} \frac{B_{12}^{\mathcal{L}, j}}{\sigma_0} \right] F_j(t) \right\}$$

$$+ \int_{\tau_1}^{\tau_2} [H_j(\tau) - B_{11}^{e,j} F_j(\tau)] \frac{\partial \delta_0(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \} A_{2,j} = \frac{C_2}{E_m(t)} [1 - E_m(t)] \delta_0(t, \tau_2) \quad (14)$$

$$\sum_{j=1}^n \left\{ \left[-\frac{1}{E_m(t)} + \frac{\rho^4}{\mathcal{D}} \frac{B_{20}^{2,j}}{\mathcal{D}} \right] H_j(t) - \left[\frac{B_{21}^{2,j}}{E_m(t)} + \frac{\rho^4}{\mathcal{D}} \frac{B_{22}^{2,j}}{\mathcal{D}} \right] F_j(t) + \right.$$

$$\left. + \int_{\tau_1}^{\tau_2} [H_j(\tau) + B_{21}^{e,j} F_j(\tau)] \frac{\partial \delta_0(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \right\} \bar{A}_{2,j} = \frac{\bar{C}_2}{E_m(t)} [1 - E_m(t)] \delta_0(t, \tau_2)$$

$$z=0, j=1$$

$$B_{20}^{q1} = -\frac{\sqrt{\pi} \Gamma(\frac{m}{2}) \cos \frac{m\pi}{2}}{\pi^4 (m+4) E_{q1}} \left[\frac{3 + \pi^2 (m+5)}{(m+3)(m+5)} + 2^4 \frac{2^{m+2} J_{\frac{m+2}{2}}(\frac{\pi}{2})}{\pi^{\frac{m+5}{2}}} \right],$$

$$B_{22}^{q1} = \frac{2\alpha \pi \Gamma(m) \cos \frac{m\pi}{2}}{2^{m+4} E_{q1}} \sum_{j=0}^{\infty} \frac{(-1)^j (\frac{\pi}{2})^{2j-2}}{\Gamma(j + \frac{3}{2}) \Gamma(j + \frac{m+4}{2})},$$

$$B_{21}^{q1} = \frac{\sqrt{\pi} 2^{2m-2} \kappa_0 \mu_2 C \rho \frac{m\pi}{2}}{E_{q1}} \left[1 + \frac{2\sqrt{\pi}}{(m+1)\Gamma^2(\frac{m+1}{2})} \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} (-1)^{\nu} \kappa_{2\nu+1, \kappa} \Gamma(\frac{m+1}{2} + \nu) \right]$$

$$\times \left(\frac{m+1}{2} + \nu \right), E_{q1} = \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} \alpha_{2\nu, \kappa} \left[\frac{2e_{2\nu, \nu}}{m+1} \frac{\sqrt{\pi}}{\Gamma(\frac{m+3}{2})} \sum_{\rho=0}^{\nu} e_{2\nu, \rho} C_{2\nu-2\rho}^{(\frac{m+1}{2})} \right] \lambda_1,$$

$$B_{20}^{q1} = \frac{\alpha}{A_{q1}} \left[-\frac{m(m+2)\Gamma(\frac{m}{2})}{4\Gamma(\frac{m+5}{2})} + 2^4 \pi \Gamma(m+2) \frac{J_{1+\frac{m+1}{2}}(\frac{\pi}{2})}{\pi^{\frac{m+1}{2}+3}} \right],$$

$$B_{21}^{q1} = \frac{2m(m+1)}{A_{q1}(m+3)\Gamma(\frac{m+3}{2}) \cos \frac{m\pi}{2}} \sum_{\nu=0}^{\infty} \sum_{\kappa=0}^{\nu} e_{2\nu+1, \nu} \alpha_{2\nu+1, \kappa} \rho^4$$

$$B_{22}^{q1} = \frac{4\alpha^2 (m+1)}{3\pi(m+4) A_{q1}} \left[1 - \frac{\pi^2}{4\sqrt{\pi}} m(m+4)\Gamma(\frac{m}{2}) \sum_{j=0}^{\infty} \frac{2^{2j-2}}{\Gamma(j-\frac{1}{2})\Gamma(j+\frac{m+1}{2})} (-1)^j \right]$$

$$A_{0,1} = \frac{-mE_{0,1}}{\sqrt{\pi} \Gamma(\frac{m+1}{2}) \cos \frac{m\pi}{2}}, \quad \bar{A}_{0,1} = \frac{2^{2m-2} \pi (m+1)^2 (2m+3) m \lambda_1}{6(m+3) \sin \frac{m\pi}{2}},$$

$$C_0 = \int_{-1}^1 W(x) (1-x^2)^{\frac{m}{2}} C_0^{\frac{m+1}{2}}(x) dx - \frac{\pi m^2 \Gamma^2(\frac{m}{2})}{2^2 \Gamma^2(\frac{m+3}{2})} W(0),$$

$$\bar{C}_0 = \int_{-1}^1 U(x) (1-x^2)^{\frac{m}{2}} C_1^{\frac{m+1}{2}}(x) dx,$$

$$C_{2\nu-2\rho}^{\frac{m+1}{2}}(0) = \frac{(-1)^{\nu-\rho} \Gamma(\frac{m+1}{2} + \nu - \rho)}{\Gamma(\frac{m+1}{2}) (\nu - \rho)!},$$

$$\lambda_1 = \sum_{z=0}^{\infty} \frac{\beta (-1)^2 (z)^{2z}}{(\beta + 2z)(2z)!} - \frac{1}{z},$$

$$\mu_1 = \sum_{z=0}^{\infty} \frac{(\beta+1)(-1)^2 (z)^{2z}}{(\beta+1+2z)(2z)!} + \frac{1}{z^2},$$

$$\beta = 2\nu - 2\kappa + 1, \quad z = \frac{\pi}{2}$$

Решением этой системы для случая ядра общего вида можно получить методом Крылова-Боголюбова. В случае, когда

$$E_m(t) = E_m = \text{const.}, \quad \Psi(\alpha) = C_0 = \text{const.}$$

согласно Н.Х.Арутюняну [1] для полных относительных возмущений принимая

$$\delta_0(t, \tau) = \frac{1}{E_m} + c_0 [1 - e^{-\lambda_1(t-\tau)}]$$

и ограничиваясь двумя неизвестными коэффициентами из (II), получим систему двух дифференциальных уравнений первого порядка с постоянными коэффициентами относительно двух неизвестных :

$$H_1'(t) + \frac{B_{11}^{q1} - 2B_{12}^{q1}}{2B_{10}^{q1} \lambda - 1} F_1'(t) + \gamma_0 \frac{2B_{10}^{q1} \lambda - (1 + E_m C_0)}{2B_{10}^{q1} \lambda - 1} H_1(t) +$$

$$+ \gamma_0 \frac{B_{11}^{q1} (1 + E_m C_0) - 2B_{12}^{q1} \lambda}{2B_{10}^{q1} \lambda - 1} F_1(t) = -\gamma_0 \frac{C_1 E_m C_0}{A_{q1} (2B_{10}^{q1} \lambda - 1)}$$

$$H_2'(t) - \frac{B_{21}^{q1} + 2B_{22}^{q1}}{2B_{20}^{q1} \lambda - 1} F_2'(t) + \gamma_0 \frac{2B_{20}^{q1} \lambda - (1 + E_m C_0)}{2B_{20}^{q1} \lambda - 1} H_2(t) -$$

$$- \gamma_0 \frac{B_{21}^{q1} (1 + E_m C_0) + 2B_{22}^{q1}}{2B_{20}^{q1} \lambda - 1} F_2(t) = -\gamma_0 \frac{\bar{C}_1 E_m C_0}{A_{q1} (2B_{20}^{q1} \lambda - 1)} \quad (15)$$

где

$$\lambda = \frac{\rho^4 E_m}{2^4 D \alpha}$$

Начальными условиями для системы уравнений (15) являются

$$H(\tau_1) = F(\tau_1) = 0 \quad (16)$$

Общее решение уравнений (15) при данных начальных условиях имеет следующий вид

$$H_1(t) = \frac{1}{M_1 - M_2} [M_1 (M_2 \bar{F} - \bar{H}) e^{-\lambda_1 (\tau_1 - t)} - M_2 (M_1 \bar{F} - \bar{H}) e^{-\lambda_2 (\tau_1 - t)}] + \bar{H}$$

$$F_2(t) = \frac{1}{M_2 - M_1} [(M_2 \bar{F} - \bar{H}) E^{-\lambda_1 (\bar{z}_1 - t)} - (M_1 \bar{F} - \bar{H}) E^{-\lambda_2 (\bar{z}_1 - t)}] + \bar{F}$$

(17)

$$\bar{F} = \frac{E_0 C_0 4 B_{20}^{q1} f_2 \lambda^2 - 2(1 + E_m C_0) f_2 \lambda + (1 + E_m C_0) (A_{01} C_1 \pi^2 + E_m C_0 + 1)}{\pi^2 \bar{A}_{01} 4 B_{10}^{q1} (B_{22}^{q1} - B_{12}^{q1}) \lambda^2 + 2 f_2 \lambda - B_{21}^{q1} (1 + E_m C_0)^2 - B_{11}^{q1} (1 + E_m C_0)}$$

$$\bar{H} = \frac{B_{12}^{q1} (1 + E_m C_0) + 2 B_{22}^{q1}}{2 B_{20}^{q1} \lambda - (1 + E_m C_0)} - \frac{E_m C_0 \bar{C}_1}{[2 B_{20}^{q1} \lambda - (1 + E_m C_0)] \bar{A}_{01}} \quad (18)$$

rəe

$$f_1 = A_{01} B_{01}^{q1} C_1 \pi^2 - \bar{A}_{01} B_{20}^{q1} \pi^2$$

$$f_2 = (B_{10}^{q1} + B_{10}^{q1} B_{11}^{q1} - B_{22}^{q1}) (1 + E_m C_0) + B_{12}^{q1}$$

$$M_i = - \frac{(B_{11}^{q1} - 2 B_{12}^{q1} \lambda) \beta_i + \delta_0 (B_{11}^{q1} + B_{11}^{q1} E_m C_0 - 2 B_{12}^{q1} \lambda)}{(2 B_{10}^{q1} \lambda - 1) \beta_i + \delta_0 (2 B_{10}^{q1} \lambda - 1 - E_m C_0)}, \quad i=1,2 \quad (19)$$

$$\beta_{1,2} = - \frac{2\alpha\lambda^2 + \beta(2 + E_m C_0)\lambda + 2(1 + E_m C_0)C + \lambda E_m C_0 \sqrt{\beta^2 - 4\alpha C}}{2(\alpha\lambda^2 + \beta\lambda + C)} \quad (20)$$

$$\alpha = 4(B_{22}^{q1} B_{10}^{q1} - B_{12}^{q1} B_{20}^{q1}), \quad C = B_{11}^{q1} - B_{12}^{q1}$$

$$\beta = 2(B_{21}^{q1} B_{10}^{q1} - B_{22}^{q1} - B_{11}^{q1} B_{20}^{q1} - B_{12}^{q1})$$

Подставляя (I7) в (II) получаем значение нормальных и касательных давлений. С помощью формул (II) можно определить перераспределение реактивного давления, изгибающего момента, поперечных и продольных сил на неоднородном основании, обладающих свойством ползучести.

ЛИТЕРАТУРА

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.-Л. Гостехиздат, 1952.
2. Askey Richard, Fitch James. Integral representations for Jacobi Polynomials and some applications. "J. Math. Anal and Applic." 1969. 26. N2.
3. Винокуров Л.П. Прямые методы решения пространственных и контактных задач для массивов и фундаментов, изд. XIV, Харьков, 1956.
4. Градштейн И.С.
Рыжик И.М. Таблица интегралов сумм, рядов и произведений. М., Издат. "Наука", 1971.
5. Попов Г.Я. ПММ, 1967, 31. вып. 2, стр. 337.
6. Попов Г.Я. ПММ, 1973, 37, вып. 2.
7. Ростовцев Н.А. ПММ, 1964, 28, вып. 4.
8. Шаринкулов Т.Ш. Расчет конструкций на сплошном основании. Изд-во "Фан", Ташкент, 1969.
9. Шаринкулов Т.Ш.
Тураев Х.Ш. К расчету балочных плит на упругом неоднородном основании с учетом сил трения. В сб. "Вопросы механики" 49 вып. Ташкент, 1975.

РЕШЕНИЕ

2-го Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов

Ускоренные темпы грандиозного промышленного и гидротехнического строительства, освоение территорий со сложными инженерно-геологическими условиями, увеличение нагрузок на грунты и возведение инженерных сооружений с повышенными эксплуатационными требованиями ставят перед механикой грунтов вопрос о более полном использовании строительных свойств грунтов, являющихся основой, средой и материалом сооружений. К числу подлежащих изучению важнейших строительных свойств грунтов относятся реологические свойства, характеризующие длительно-протекающие деформации ползучести, длительную прочность, изменение во времени напряженно-деформированного состояния грунтов и т.д., что необходимо для прогноза устойчивости и осадок сооружений.

2-й Всесоюзный симпозиум по реологии грунтов проходил с 7 по 10 октября 1975 г. в Цахкадзоре и имел своей целью обсудить результаты исследований по реологии грунтов, выполненных после I-го симпозиума (1972 г.) и наметить дальнейшее направление исследований в этой области. В работе симпозиума приняло участие 56 представителей 23 различных научных, учебных и проектных организаций. На симпозиуме было заслушано 5 докладов, посвященных вопросам теории реологии грунтов и их физическому обоснованию (С.С.Вялов, И.К.Зарецкий), вопросам экспериментального изучения реологических процессов (С.Р.Месчан, Г.И.Тер-Степанян) и вопросам применения положений реологии в инженерных проблемах (А.Я.Будин). Кроме того, было сделано много сообщений и выступлений по указанным темам.

Реология грунтов, являющаяся новой специальной отраслью механики грунтов, достигла за последние годы значительных успехов как в разработке теоретических проблем и экспериментальных исследований, так и в создании методов реологических расчетов и во внедрении этих методов в практику проектирования. Вопросы реологии нашли свое отражение и в некоторых нормативных документах (СН и П на проектирование оснований фундаментов на вечно мерзлых грунтах, СН и П на проектирование оснований гидротехнических сооружений).

Симпозиум считает, что дальнейшее развитие реологии грунтов должно осуществляться в следующих направлениях:

1. Изучение физических основ процесса деформирования и длительного разрушения грунтов, исследование изменения структуры грунта и установление зависимости процесса деформирования от физических свойств и состояния грунта.

2. Экспериментальное изучение процессов деформирования и разрушения грунтов и накопления данных о реологических свойствах грунтов различных генетических типов для последующих обобщений.

3. Разработка теоретических вопросов реологии грунтов с учетом нелинейного характера деформирования, взаимосвязи сдвиговых и объемных деформаций, дилатансионных эффектов, режима загрузки, процесса течения в запредельном состоянии и т.п.

4. Разработка аппаратуры и новых методов экспериментальных исследований реологических свойств грунтов при сложном напряженном состоянии и различных режимах загрузки, в том числе разработка неразрушающих способов испытаний для изучения механизма деформирования.

5. Разработка методов расчета инженерных сооружений, учитывающих реологические процессы (ползучесть, пластично-вязкое течение, релаксация и перераспределение напряжений во времени, длительная прочность и др.) и внедрение их в практику проектирования.

6. Проведение наблюдений в натуре за реологическими процессами, протекающими в основании сооружений, земляных сооружений, склонов и откосов и пр.

7. Разработка нормативно-инструктивных документов по методам определения реологических характеристик грунтов и по учету их реологических свойств при проектировании оснований зданий, земляных и подземных сооружений.

Симпозиум считает:

1. Отмечая большое значение, которое имеют дискуссии и обсуждения новейших результатов исследований по реологии грунтов и ее практических приложений на узко специализированных совещаниях просит Национальный Комитет СССР по механике грунтов и фундаментостроению, ЕГУ, НИИОСП Госстроя СССР, Гидропроект Минэнерго СССР организовать в 1978 г. 3 - й Всесоюзный симпозиум по реологии грунтов.

2. Учитывая положительный опыт организации проведения специализированного раздела курса лекции по вопросам длительной

прочности сооружений на деформирующихся основаниях в вузах Минречфлота СССР просить Минвуз СССР и МПС СССР рассмотреть вопрос о распространении этого опыта на грядущие строительные и транспортные институты и геологические факультеты университетов.

3. Учитывая специфичность реологических исследований и большое значение для строительства на глинистых грунтах, считать целесообразным организацию специализированных лабораторий по реологии грунтов с оснащением их специальным оборудованием, позволяющим проводить длительные испытания грунтов в условиях ползучести.

Поскольку в Ереванском государственном университете имеется такая экспериментальная база и ведутся систематические исследования по реологии грунтов просить ЕГУ рассмотреть вопрос об организации проблемной лаборатории по реологии грунтов.

4. Симпозиум считает необходимым опубликовать труды настоящего совещания и просить Ереванский государственный университет организовать публикацию этих трудов.

Симпозиум отмечает большую работу, проделанную геологическим факультетом ЕГУ по проведению настоящего совещания и выражает благодарность руководству Ереванского государственного университета и геологического факультета за хорошую организацию симпозиума.

Подписан к печати 21.7.76г.

Бум. 60x84 печ. лист 21,8 изд. лист IV

Заказ 400 ВФ 03879 Тираж 500 Цена 1р20коп.

Отпечатано "Ротопринтом" производстве Ереванского
государственного университета. Ереван, ул. МравянакI

Цена 1 руб. 20 коп.

1855