

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНЫ ПРИ СДВИГЕ

Профессор, докт. техн. наук Г. И. ТЕР-СТЕПАНИАН¹

Реферат. В процессе ползучести при сдвиге глины возникает и разрушается последовательный ряд структур грунта; они характеризуются взаимным расположением контактов и силами, действующими в этих контактах. Переход от одной структуры к другой совершается скачкообразно. Процесс ползучести состоит из двух фаз—мобилизации и разрушения. В фазе мобилизации скорость ползучести уменьшается прямо пропорционально времени, в фазе разрушения—увеличивается. Поэтому кривые ползучести в фазе мобилизации состоят из кусков логарифмических кривых, а в фазе разрушения—кусков парабол. Поведение грунта характеризуется четырьмя величинами: пределом ползучести, статической вязкостью и модулями мобилизации и стабилизации; эти величины линейно связаны с нормальным напряжением. После предела стабилизации скорость ползучести при низких и средних уровнях касательных напряжений уменьшается, а при высоких уровнях процесс заканчивается разрушением. Составлена теория ползучести глины при сдвиге, подтвержденная длительными экспериментами, составлена реологическая модель и выведены уравнения механического поведения.

ТЕОРИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНЫ ПРИ СДВИГЕ

Некоторые результаты ранних исследований

Автор в 1933—1934 годах провел в Ленинградском институте сооружений экспериментальные исследования внутреннего трения грунтов. Результаты этого изучения были представлены I Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению, состоявшемуся в 1936 г. в Гарварде—г. Кембридж, шт. Массачусетс (Ter-Stepanian, 1936); на русском языке они были опубликованы позднее (Тер-Степаниан, 1948).

Опыты на сдвиг над сухим, хаотически уложенным слюдяным порошком и над переметой глиной показали, что при некотором значении k_1 коэффициента сдвига k происходит скачкообразная перестройка структуры (рис. 1, кривая I) и чешуйчатые частицы принимают ориентированное положение; менее прочные хаотические структуры заменяются ориентированными структурами, прочность которых повышается вследствие увеличения числа контактов между частицами. В опытах над ориентированным слюдяным порошком и над ненарушенной глиной, в которой частицы заняли ориентированное положение в процессе укладки или седиментации, скачкообразной перестройки структуры не происходит, так как такие материалы обладают наиболее прочной структурой (рис. 1, кривая II). Эти наблюдения позволили выдвинуть следующую теорию избыточного коэффициента сдвига: в точках соприкосновения двух частиц грунта образуется твердый или полутвердый «мост сопротивления», площадь которого определяется соотношением между давлением в точке контакта и временным сопротивлением ма-

¹ Зав. Лабораторией геомеханики Института геологических наук Академии наук АрмССР.

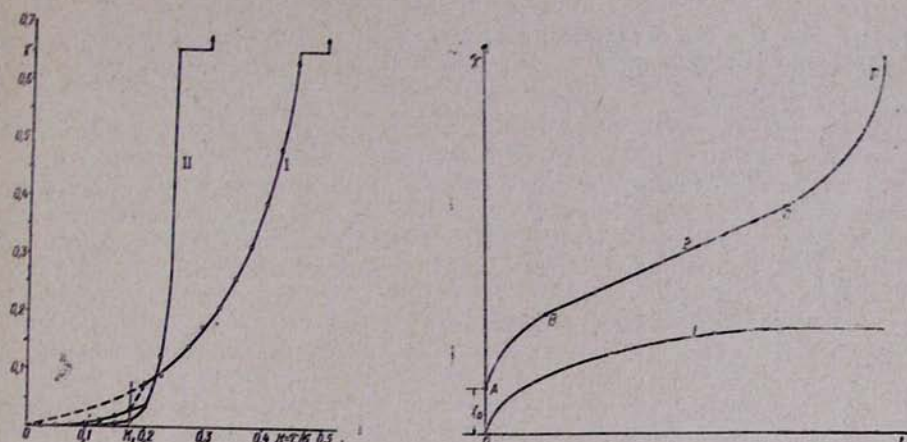


Рис. 1. Зависимость между коэффициентом сдвига $k = \tau/\sigma$ и деформацией γ для слюдяного порошка с хаотическим (I) и ориентированным (II) расположением чешуйчатых частиц; k_1 — коэффициент сдвига, при котором происходит скачкообразная перестройка структуры.

Рис. 2. Традиционная интерпретация кривых ползучести при малых касательных напряжениях (1) и при напряжениях, превышающих некоторое предельное значение (2). OA — мгновенная (упругая и неупругая) деформация, AB — затухающая или первичная (неустановившаяся) ползучесть, BC — постоянная или вторичная (установившаяся) ползучесть, CD — незатухающая или третичная ползучесть (прогрессирующее течение).

նկ. 1. Մանրի $k = \tau/\sigma$ գործակցի և γ դեֆորմացիայի միջև եղած կապը բեփովակվոր մասնիկների խառնային (I) և կողմնորոշված (II) դասավորում ունեցող փայլարի փոշու համար. k_1 — սահմանի գործակցը ստրուկտուրայի թռիչքան զերադասավորման ժամանակ:

նկ. 2. Սողի կորերի ավանդական մեկնաբանումը փոքր շոշափող լարումների (1) և որոշ սանմանային արժեք դերազանցող լարումների (2) ժամանակ: OA — ակնթարթային (առաձգական և ոչ առաձգական) դեֆորմացիա, AB — մարվող կամ առաջնային (ոչ կայունացած) սողը, BC — հաստատուն կամ երկրորդական (կայունացած) սողը, CD — չմարվող կամ երրորդական սողը (առաջնային քայքայում):

Fig. 1. Relationship between coefficient of shear $k = \tau/\sigma$ and shear strain γ for mica powder with random (I) and orientated (II) arrangement of scale-like particles; k_1 is the coefficient of shear at which the jump-like reorganization of structure takes place. Fig. 2. Traditional interpretation of the creep curves at low shear stresses (1) and at stresses exceeding a certain limit stress (2). OA — instantaneous (elastic and inelastic) strain; AB — damping or primary (non-stationary) creep; BC — constant or secondary (stationary) creep; CD — non-damping or tertiary creep (progressive failure).

материала на сжатие. Сопротивление сдвигу создается этими мостами сопротивления в результате физико-химического взаимодействия. В грунтах и мелкозернистых порошках каждый тип расположения частиц характеризуется вполне определенной системой точек контакта между частицами и, следовательно, определенной структурой. Чем больше число точек контакта, тем меньше давление в каждой точке контакта и тем выше сопротивление структуры. В ориентированном слюдяном порошке частицы касаются друг друга своими плоскими сторонами. Поэтому в этом случае число точек контакта больше, чем в случае неориентированного материала, и сопротивление структуры должно быть выше.

Замедление деформации объясняется преобразованием напряжений или их переходом из одной формы в другую. Полный коэффициент сдвига, т. е. общее касательное напряжение, деленное на общее нор-

мальное давление, был обозначен через k_t , а активный коэффициент сдвига, соответствующий случаю бесконечно медленного протекания опыта, через k_a ; разность.

$$k_e = k_t - k_a \quad (1)$$

называется избыточным коэффициентом сдвига. Перемещения происходят под действием этого избытка. Во время процесса сдвига, требующего некоторое время, избыточные напряжения переходят в активные.

Если приращения сдвигающего напряжения происходят быстро, то избыточные напряжения не успевают переходить в активные и накапливаются.

Когда накопившиеся касательные напряжения превосходят определенное значение, структура грунта делается недостаточной и происходит скачкообразная перестройка хаотической структуры грунта; в результате чешуйчатые частицы ориентируются. Ориентированная структура грунта наиболее вынослива для данного материала. Поэтому не возникает необходимости в какой-либо перестройке структуры и процесс протекает плавно, без скачков (Ter-Stepanian, 1936). Зависимость между временем и деформацией была описана уравнением:

$$s = m \ln t + n, \quad (2)$$

где m и n — постоянные (Ter-Stepanian, 1948).

Настоящие исследования имели целью установить влияние структуры грунта на процесс ползучести при сдвиге. Краткая сводка результатов была представлена VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению, состоявшемуся в Москве в 1973 г. (Ter-Stepanian, 1973). Более подробное изложение этих результатов было опубликовано позднее (Ter-Stepanian, 1975).

Теория ползучести грунтов при сдвиге.

Процесс ползучести грунтов при сдвиге экспериментально изучен многими исследователями; испытания приводят к хорошо известным кривым ползучести в координатной системе время t — относительная деформация γ . Эти кривые при малых значениях касательных напряжений имеют затухающий характер (рис. 2, кривая 1). При напряжениях, превышающих некоторое предельное значение, кривые ползучести имеют более сложный вид (рис. 2, кривая 2). Традиционная интерпретация этих кривых состоит в их разделении на несколько участков, соответствующих различным стадиям испытаний: мгновенную γ_0 (упругую и неупругую) деформацию OA , затухающую или первичную (установившуюся) ползучесть AB , постоянную или вторичную (установившуюся) ползучесть BC и незатухающую или третичную ползучесть (прогрессирующее течение) CD .

В реологии грунтов широко применяется представление о динамической вязкости грунтов. 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. Механическое перенесение этого понятия в область 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.

Для объяснения поведения грунтов в процессе ползучести предложен ряд теорий. Многие из них содержат важные положения, которые облегчают рассмотрение вопроса. Разбор этих теорий и их критиче-

ский анализ дается в ряде работ (Вялов, 1959; Флорин, 1961; Вялов и др., 1962; Месчан, 1967; Kisiel et al., 1966, 1969; Гольдштейн, 1971; Scott and Ko, 1969; Цытович, 1973; Шукле, 1973).

В ряде случаев традиционное описание кривых ползучести грунтов ограничивается начальным участком *AB*, либо теории принимают в расчет лишь величину установившейся скорости ползучести (участок *BC*). Между тем необходимо, чтобы теория ползучести грунтов при сдвиге описывала весь процесс, от начала опыта до полного разрушения образца. Для этого такая теория должна описывать как начальную фазу испытаний, когда скорость деформации убывает со временем (рис. 2, участок *AB*), так и конечную фазу, когда скорость деформации возрастает (участок *CD*).

Большими потенциальными возможностями обладает теория кинетических процессов Эйринга (Eyring, 1936; Glasstone et al., 1941), основанная на том, что процесс деформирования состоит из взаимного перемещения текучих элементов, образующихся в точках контакта, сопровождаемого преодолением энергетических барьеров, разделяющих соседние положения равновесия. Теория кинетических процессов нашла успешное применение при изучении вязкости, пластичности, трения, смазки и диффузии некоторых простых и коллоидных систем и ползучести некоторых материалов: текстиль, гончарная глина, пластмассы, резина, металлы, бетон и асфальт. На основе этой теории были исследованы реологические свойства глин и мерзлых грунтов, главным образом японскими (Murayama and Shibata, 1958, 1961, 1964), американскими (Mitchell, 1964; Mitchell et al., 1968; Singh and Mitchell, 1968; Christensen and Wu, 1964; Wu et al., 1966; Andersland and Akill, 1967) и советскими (Зарецкий и Вялов, 1971; Вялов и др., 1972, 1973) учеными. Теория кинетических процессов успешно применяется при исследовании ползучести однородных непрерывных сред, как например, асфальт или полимеры, или таких зернистых сред, в которых прочность связей между зернами соизмерима с прочностью самих зерен, как например, металл или бетон. При применении этой теории к дисперсным дискретным средам, какой является грунт, в которых прочность связей между частицами существенно ниже прочности зерен, возникают определенные трудности, связанные с влиянием структуры и ее изменением в процессе ползучести. Поэтому очень важные результаты, полученные упомянутыми учеными, нуждаются в дополнительном анализе, связанном со специфическими свойствами таких дискретных сред, и в частности, с необходимостью учета скачкообразного изменения структуры грунта при сдвиге.

Деформативные свойства фаз грунта

Как известно, твердая фаза грунта состоит из минеральных частиц разного размера, формы и минералогического состава, обладающих различными механическими свойствами. Они подразделяются на две резко различающиеся группы: *жесткие зерна*, обычно сравнительно крупные, округлые (кварц, полевые шпаты, апатит, ильменит, рутил, лимонит и др.) и *стержневидные* (роговая обманка, эпидот) и другие минералы, и *гибкие чешуйчатые частицы*, листоватые, значительно более мелкие, представленные тальком, хлоритом, слюдой и глинистыми минералами со слоистой сетчатой структурой (монтмориллонит, бейделлит, каолинит, иллит и др.). Глинистые частицы не просто заполняют пространство между жесткими зернами, но образуют микроагрегаты—хлопьевидные скопления или пространственные цепи, образовавшиеся в водном бассейне еще во взвешенном состоянии, до оседания на его дно. Взаимное расположение частиц в этих микроагрегатах

определяется силами физико-химического взаимодействия, сложная картина которых сделалась более ясной за последние десятилетия благодаря исследованиям Терцаги (1934), Тана (Tan, 1959), Лемба (Lambe, 1960), Гольдштейна (1956; и др., 1957) и других исследователей.

На базальной поверхности чешуйчатых глинистых минералов расположен слой отрицательных электрических зарядов, вызванных наличием ненасыщенных валентностей у поверхностного слоя ионов; по той же причине торцовые обломы чешуйчатых минералов несут положительный заряд. Поэтому взаимно-перпендикулярное расположение глинистых частиц является устойчивым. На границе раздела базальной поверхности минеральной частицы и жидкой фазы возникает двойной электрический слой, состоящий из неподвижного слоя противоионов и подвижной части—диффузного слоя адсорбированной воды. В диффузном слое выделяют прочно-связанный и рыхло-связанные слои (Приклонский, 1955).

Деформация такой многофазовой дискретной и диспергированной системы, как грунт, значительно сложнее, чем каждой из составляющих его фаз. После приложения внешнего напряжения к грунту (или вообще изменения его напряженного состояния) должна произойти деформация и установиться новое состояние равновесия. Различные составные части грунта разное реагируют на изменение напряженного состояния. Минеральная часть грунтов обладает кристаллической решеткой, имеющей ионную структуру; каждая такая частица вместе с неподвижным слоем противоионов деформируется как твердое тело. Под действием системы межконтактных сил, воздействующих на частицу грунта, в ней возникает сложное напряженное состояние. Если усилие, действующее в данной точке кристаллической решетки, не превосходит некоторой величины, то ионы, образующие элементы этой решетки, упруго сближаются, отдаляются или сдвигаются; при этом между ними развиваются внутренние силы противодействия, которые воспринимают внешнее усилие. Если это усилие превосходит некоторый предел, то происходит скольжение одной части кристаллической решетки по другой, в результате чего возникает остаточная деформация частицы. Учитывая, однако, что площадь поперечного сечения частицы значительно превышает площадь зон контактов, можно принять, что в самой частице действуют невысокие напряжения, способные вызвать главным образом упругие деформации; область развития остаточных деформаций—зона контактов частиц. Скольжение в этой зоне связано с преодолением энергетических барьеров, разделяющих положения равновесия.

Силы в точках контакта

На подвергающийся сдвигу образец грунта (рис. 3а) действуют следующие силы: $N = \sigma' A$ — эффективная нормальная (вертикальная) сила, $T = \tau A$ — касательная (горизонтальная) сила и $H = \sigma_0 A$ — внутренняя (всесторонняя) сила связности, где A — площадь образца и $\sigma_0 = c' \operatorname{ctg} \varphi'$. Пусть P — внешняя сила, действующая на образец, $P = N + T$, и Q — полная сила, $Q = H + P$. Коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \theta$ составляет

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{T}{H + N} = \frac{\tau}{\sigma_0 + \sigma'} \quad (3)$$

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. Составляющие p элемен-

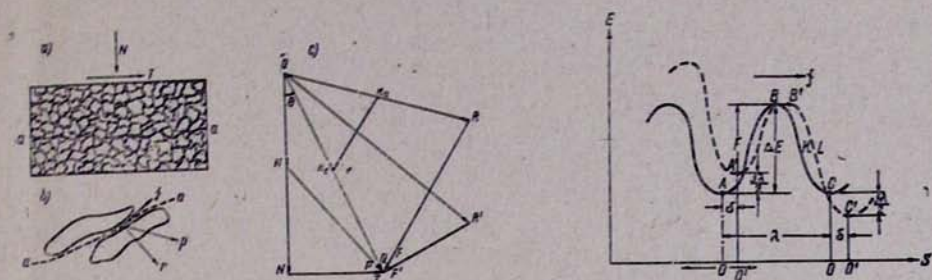


Рис. 3. Силы в точках контакта: а) образец грунта; б) силы в точках контакта; в) многоугольник сил.

Рис. 4. Энергетические барьеры в текучем элементе, разделяющие смежные положения равновесия O (сплошная линия K , если не действует внешняя сила) или O' (пунктирная линия L , если действует касательная сила f). Абсциссы—перемещения s , ординаты—энергия активации E .

Նկ. 3. Ուժերը կոնտակտի կետում. а) դրոշմափ նմուշ, б) ուժերը կոնտակտի կետում, в) ուժերի բազմանկյունի:

Նկ. 4. Հոսող տարրում էներգիայի բարյերները, որոնք բաժանում են հավասարակշռության հարթ O (հոծ K գիծը, երբ արտաքին ուժերը չեն ազդում), կամ O' դիրքերը (L կետագիծը, երբ ազդում է շոշափող f ուժը): Աբսցիսաներ— s տեղաշարժերը, օրդինատները—ակտիվացման E էներգիան:

Fig. 3. Forces in points of contact: а) soil sample; б) forces in a contact point; в) force polygon.

Fig. 4. Energy barriers in a flow unit, separating adjacent equilibrium positions O (solid line K , if no external force is acting) or O' (dotted line L , if the shear force f is acting). Abscissas—displacements s , ordinates—energy E , required to cause displacements.

тарных сил можно разложить на нормальные r и касательные f силы (рис. 3б). Обозначим векторную сумму нормальных сил, действующих в сечении aa , через R , $R = r_1 + r_2 \dots$ и векторную сумму касательных сил через F , $F = f_1 + f_2 \dots$; имеем

$$R + F = Q. \quad (4)$$

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

Умножив члены уравнения (4) на $\operatorname{tg} \theta / Q$, получим $(R/Q) \operatorname{tg} \theta + (F/Q) \operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \theta$. Если обозначить $(R/Q) \operatorname{tg} \theta = k_a$, $(F/Q) \operatorname{tg} \theta = k_e$ и $\operatorname{tg} \theta = k_t$, то последнее выражение запишется так:

$$k_a + k_e = k_t, \quad (5)$$

аналогично уравнению (1), если только коэффициенты сдвига представить в виде векторов, показанных на рис. 2, б: k_t —вектор мобилизованного сопротивления сдвигу, направленный вдоль равнодействующей всех сил Q ; 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 r и f производят различное действие на частицу грунта. Под действием сил r в зависимости от их величины в тече-

ках соприкосновения частиц образуются минеральные и неминеральные типы контактов (Бьеррум, 1975). Тип контакта «минерал к минералу» образуется, когда сила r достаточно велика для того, чтобы проткнуть пленку адсорбированной воды. В этом случае малые нормальные силы r , оказывая точечное действие на контакт частиц, развивают очень высокие напряжения и создают твердые или полутвердые «мосты сопротивления» (Терцаги, 1934). Их площадь A_0 , представляющая собой часть площади контакта, определяется соотношением между величиной силы r , действующей в этой точке, и временным сопротивлением материала R_c на сжатие:

$$A_0 = r/R_c. \quad (6)$$

Такие мосты сопротивления в точках минерального типа контактов называются *жесткими элементами* (rigid units).

Неминеральный тип контакта образуется, когда сила r недостаточна для протыкания пленки адсорбированной воды и в зоне контакта остаются диффузные слои соприкасающихся частиц; в каждом из них степень подвижности молекул увеличивается с увеличением расстояния от поверхности частицы. Поэтому эти слои обладают переменной вязкостью, наибольшей у поверхности частицы и уменьшающейся к периферии. В зависимости от величины силы r часть диффузных слоев выжимается в стороны, и в зоне контакта остаются более вязкие слои плотно адсорбированной воды, образующие вязкие элементы (viscous units). Как и в случае жестких элементов, площадь эффективного контакта в вязких элементах зависит от величины силы r (уравнение 6), и поэтому дальнейшие рассуждения в принципе не изменяются. Скорость ползучести в контактах неминерального типа будет возрастать с увеличением напряжения сдвига и толщины зоны полутвердой воды, разделяющей частицы, т. е. с пластичностью глины; по сравнению с контактами минерального типа, скорость ползучести в этом случае на несколько порядков выше.

Очевидно, что минеральные типы контактов и жесткие элементы возникают вблизи от крупных частиц, включенных в глину, и при беспорядочном расположении частиц, так как в этих случаях число контактов меньше и на каждый из них приходится большая сила; наоборот, в тонкозернистой глине, в особенности при ориентированном расположении частиц, образуются неминеральные типы контактов и преобладают вязкие элементы. Вязкие элементы образуются и в контактах минерального типа в кольцеобразной зоне вокруг жестких элементов. Из условия непрерывности следует, что каждая из разделенных потенциальной поверхностью скольжения половинок образца грунта должна перемещаться, как одно целое. Поскольку скорости ползучести минерального и неминерального типа контактов различаются на несколько порядков, усилие, воспринимаемое неминеральными контактами, будет ничтожно и основное сопротивление сдвигу в грунтах, содержащих оба вида контактов, будет оказываться именно минеральными типами.

Малые касательные силы f , действующие в точках минерального и неминерального типа контактов, в благоприятных случаях вызывают относительное смещение частиц грунта, т. е. деформацию. Для этого величина этих сил должна быть достаточной для преодоления энергетических барьеров, разделяющих положения равновесия. Естественно, что энергетические барьеры, препятствующие деформации, будут различными в жестких и вязких элементах, и соответственно, потребуется различная энергия активации для их преодоления. Деформирование вызывается внешними малыми силами f , приложенными в точках контакта, и образующими *текущие элементы* (flow units).

Средняя величина f_0 касательной силы, приходящейся на каждый текучий элемент, равна

$$f_0 = f/n, \quad (7)$$

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

$$n = qA_0, \quad (8)$$

где коэффициент q имеет размерность L^{-2} . Объединив уравнения (7)—(8), получим для контактов минерального типа

$$f_0 = \frac{f}{r} \frac{R_c}{q}. \quad (9)$$

Отношение R_c/q для каждого типа материала можно в первом приближении считать постоянным. Структура уравнения для средней силы, приходящейся на один текучий элемент, в контактах неминерального типа будет такой же, как уравнения (9), с тем отличием, что вместо временного сопротивления на сжатие R_c в него должно войти сопротивление выдавливанию диффузных слоев. Для дальнейшего важно лишь отметить, что величина средней силы f_0 для обоих типов контактов зависит не от f и r порознь, а от их отношения. Отсюда следует, что если в процессе деформации структура грунта остается неизменной, то при изменении сил p сохраняется их направление; поэтому отношение f/r остается неизменным и согласно уравнению (9), средняя касательная сила f_0 , приходящаяся на один текучий элемент, будет постоянной величиной. Если же при перестройке структуры изменится направление силы p , то отношение f/r также изменится, а, следовательно, согласно уравнению (9) касательная сила f_0 будет также изменяться.

Жесткие и текучие элементы представляют собой остроугообразные участки, окруженные вязкой средой, образованной соприкасающимися диффузными слоями адсорбированной воды. Вследствие подвижности молекул воды, в особенности в рыхло-связанной зоне, изучение деформации в этой зоне заменяется определением распределения скоростей. Скорость перемещения частицы при ее перемещении в вязкой среде пропорциональна градиенту поля механических сил, действующих в этой среде. Механизм деформации вязкого элемента грунта принципиально отличается от остальных двух видов движения воды в грунтах: при фильтрации под действием гидравлического градиента происходит движение свободной воды по слою связанной воды; при осмосе (электроосмос, капиллярный осмос, термоосмос) под действием градиентов электрического, химического или температурного полей происходит скольжение жидкости по частице (Сергеев и др., 1973). В данном случае, при градиенте механического силового поля в вязком элементе происходит движение слоев связанной воды друг по другу.

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 или текучих элементов. Взаимодействующие частицы грунта занимают положение минимума потенциальной энергии: они удерживаются от взаимного перемещения сопротивлением жестких элементов и наличием энергетических барьеров, разделяющих соседние положения равновесия в текучих элементах.

Деформация грунта сопровождается разрушением жестких элементов и скольжением текучих элементов; разрушенный жесткий эле-

мент немедленно восстанавливается в пределах, определяемых величиной действующей нормальной силы F .

Нормальные силы делают структуру грунта менее деформируемой, тогда как касательные силы делают ее более деформируемой; поэтому величина отношения 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 была иметь место некоторая деформация; ее величина увеличивается вместе с увеличением действующего на грунт напряжения.

Принимается, что зависимость скорости деформации $\dot{\gamma}$ от деформируемости F/R грунта имеет вид

$$\dot{\gamma} = K_1 F/R, \quad (10)$$

где K_1 —коэффициент пропорциональности.

Уравнение скорости деформации

Для возможности деформирования частице грунта должна быть сообщена некоторая энергия, называемая энергией активации. Эта энергия расходуется на разрушение жестких элементов, на преодоление энергетического барьера текучих элементов, на перемещение частицы, на образование «дырки», в которую должна сместиться частица, и на вязкое сопротивление абсорбированных пленок в вязком элементе.

Кривая K на рис. 4 показывает соотношение между перемещением частицы из положения равновесия, показанного абсциссой O , и требующейся на это энергией. Если сообщенная энергия меньше энергии активации, то частица не может преодолеть энергетического барьера, разделяющего соседние положения равновесия, и останется на месте.

Величина энергии активации для разных текучих элементов колеблется в широких пределах, зависящих от прочности жестких связей. Средней энергией активации ΔE называется величина энергии, необходимая для разрушения связи одного жесткого элемента и для преодоления среднего потенциального энергетического барьера одного текучего элемента, соответствующего средним условиям межчастичных контактов. Один из источников энергии активации—тепловое движение атомов и молекул в зоне межчастичных контактов относительно положения равновесия; мгновенные значения этой энергии непрерывно меняются. Согласно выводам статистической механики, средняя термическая энергия молекул равна kT , где k —постоянная Больцмана, равная $1,38 \cdot 10^{-11}$ эрг $^\circ K^{-1}$ и T —абсолютная температура, $^\circ K$. Распределение энергии между частицами определяется уравнением Максвелла-Больцмана, которое показывает вероятность pE того, что энергия будет равна или превысит величину ΔE ; эта вероятность описывается уравнением $pE = C \exp(-\Delta E/kT)$, где C —постоянная, которая по Эйрингу близка к 1. Величину pE можно рассматривать как вероятность того, что данная межчастичная связь активизируется энергией, достаточной для ее разрушения; ее можно также рассматривать как долю тех межчастичных связей, которые обладают достаточной энергией для преодоления энергетического барьера. Средняя частота тепловых колебаний составляет kT/h , где h —постоянная Планка, равная $6,626 \cdot 10^{-27}$ эрг. сек. При обычных температурах величина kT/h приблизительно равна $6 \cdot 10^{12}$ герц. Поэтому частота, с которой каждая связь поглощает свободную термическую энергию, достаточную для преодоления энергетического барьера ΔE , равна

$$\nu = (kT/h) \exp(-\Delta E/kT), \quad (11)$$

величина ΔE представляет собой энергию активации, отнесенную к одному текучему элементу; постоянная Больцмана, как известно, относится к одной молекуле. Ввиду известной неопределенности в отношении числа молекул в одном текучем элементе или вообще текучих элементов в одном контакте, удобнее вместо выражения (11) пользоваться другим, в котором величины отнесены к одному молю, и тогда в выражении частоты вместо постоянной Больцмана в аргумент показательной функции войдет универсальная газовая постоянная R_0 , равная $186 \text{ кал}^\circ\text{K}^{-1} \text{ мол.}^{-1}$; она связана с постоянной Больцмана k соотношением $R_0 = kN$, где N — число Авогадро (количество молекул в 1 моле вещества; $N = 6,02 \cdot 10^{23}$). Тогда уравнение (11) примет вид:

$$\nu = (kT/h) \exp(-E/R_0T),$$

где E — свободная энергия активации в калориях на моль. Энергия активации воды составляет 4—5, пластмасс 7—14, асфальта 14—20, грунтов 25—45, бетона и металлов 50—54, а мерзлых грунтов достигает 93,6 ккал/моль (Mitchell et al., 1968).

Активация текучего элемента и последующее разрушение связи в результате поглощения достаточного количества энергии этим элементом дает начало прогрессирующему разрушению. Такое разрушение начинается от какого-либо дефекта в строении контакта и при известном уровне активации постепенно распространяется на всю площадь контакта. Поэтому не является необходимым, чтобы общее количество поглощаемой энергии равнялось сумме энергетических барьеров всех текучих элементов контакта.

После того, как связь делается термически активированной, частицы грунта получают возможность свободного перемещения в новое положение равновесия. Так как термическая активация связей происходит с одинаковой частотой во всех направлениях, то отсутствует тенденция к смещению грунта в каком-либо определенном направлении, и частица остается на месте. Не следует однако делать акцент на одно только отсутствие преимущественного направления колебания молекул; большую роль в этом процессе должен играть и уровень активации. Этот уровень должен быть достаточным, чтобы вызвать прогрессирующее разрушение. Если это было бы не так, то грунт представлял бы скопление частиц с разрушенными связями, что очевидно противоречит действительности.

Второй источник энергии активации — потенциальная энергия приложенных к грунту внешних сил. Средняя величина действующей на текучий элемент силы составляет f_0 . В результате этого происходит искажение энергетического барьера и его кривая вместо формы K приобретает форму L (рис. 4). Мгновенное смещение энергетического минимума из A в A' и из C в C' , соответствующее горизонтальному перемещению δ , является упругой деформацией. Потребная энергия активации, равная высоте энергетического барьера, уменьшается при колебании частицы в сторону действия касательной силы на величину, равную разности ординат точек C и C' , и наоборот, увеличивается при колебании в противоположную сторону на величину разности ординат A и A' . Если λ — расстояние между последовательными положениями равновесия, соответствующими минимуму потенциальной энергии, то указанные разности ординат равняются $f_0\lambda/2$. Таким образом, влияние силы f_0 выражается в понижении энергетического барьера в направлении своего действия на величину $f_0\lambda/2$ и в повышении его в противоположном направлении на ту же величину. Поэтому частота активации для движения в направлении силы f_0 (вправо на рис. 4) в расчете на 1 моль равняется

$$\bar{v} = \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E - f_0 \lambda N/2}{R_0 T}\right)$$

и в противоположном направлении (влево на рис. 4)

$$\bar{v} = \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E + f_0 \lambda N/2}{R_0 T}\right).$$

Результирующая частота активации в направлении действия силы f_0 составит

$$v = \bar{v} - \bar{v} = \frac{kT}{h} \left[\exp\left(-\frac{E - f_0 \lambda N/2}{R_0 T}\right) - \exp\left(-\frac{E + f_0 \lambda N/2}{R_0 T}\right) \right],$$

откуда частота разрушения единичных связей вследствие искажения энергетического барьера равняется

$$v = 2 \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E}{R_0 T}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right).$$

На этом основании Митчелл вывел следующее уравнение скорости деформирования

$$\dot{\gamma} = 2X \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E}{R_0 T}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right). \quad (12)$$

где X —функция числа текучих элементов в направлении деформирования и средней величины составляющей смещения в том же направлении при преодолении одного энергетического барьера.

Митчелл произвел подсчет величин, входящих в аргумент гиперболического синуса, и нашел, что значение этого аргумента для монтмориллонита не бывает меньше 3, а для более крупнозернистых грунтов оно существенно больше.

При таких высоких значениях аргумента $f_0 \lambda / 2kT$ можно без ущерба для точности произвести замену функции в уравнении (12)

$$\operatorname{sh}\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right) \approx \frac{1}{2} \exp\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right),$$

откуда уравнение (12) в записи Митчелла получается таким

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right). \quad (13)$$

Проанализируем это уравнение в свете изложенных выше соображений. Входящие в уравнение (13) величины k , R_0 , T и h —постоянные; величины энергии активации E и среднего расстояния между последовательными положениями равновесия λ для данного типа минералогического состава грунта можно также считать постоянными. Абсолютная температура T в нормальных лабораторных условиях практически постоянна. Выше было показано, что при неизменности структуры грунта величина силы f_0 может рассматриваться как неизменная величина. Поэтому средняя частота термических колебаний kT/h и обе экспоненциальные функции в уравнении (13) постоянные. С другой стороны, скорость ползучести должна зависеть от некоторых дополнительных факторов, как-то: деформируемости структуры грунта (уравнение 10) и уровня касательных напряжений.

Существует двойная связь между уровнем касательных напряжений и скоростью ползучести: через длительность оседлой жизни связей в жестких и текучих элементах и через градиент механических сил в вязких элементах. Зависимость скорости ползучести от длительности оседлой жизни связей очевидна. Бьеррум (1975) указывает, что «если напряжения малы, то время оседлой жизни будет велико, быть может

сотая и тысячи лет; если сдвигающие напряжения высоки, то время оседлой жизни будет коротким, порядка только минут или дней. Существенно, что время оседлой жизни связей может изменяться на десять или десять порядков. Согласно концепции вязкопластических свойств грунта, скорость ползучести принимается

$$\dot{\gamma} = K_2 \frac{\tau - \tau_p}{L}, \quad (14)$$

где τ_p — значение напряжения, при котором не происходит ползучести (порог ползучести), τ — коэффициент, имеющий размерность напряжения, K_2 — безразмерный коэффициент пропорциональности.

Естественно полагать, что среднее 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 оседлой жизни L' должно увеличиваться; принимая, что время оседлой жизни увеличивается пропорционально возрасту напряжения, имеем

$$L' = K_3 t, \quad (15)$$

где K_3 — коэффициент пропорциональности. Если в процессе деформации структура делается менее упорядоченной, т. е. происходит де-ориентация грунта, то время оседлой жизни связи L'' должно уменьшаться; примем, что в этом случае уменьшение времени оседлой жизни также происходит пропорционально возрасту напряжения:

$$L'' = K_3 t_0^2 / t, \quad (16)$$

где t_0 — коэффициент, имеющий размерность времени. Принимая во внимание вышесказанное, коэффициент X в случае ориентации структуры грунта будет

$$X = \frac{K_1 K_2 K_4}{K_3} \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_p}{\tau t}, \quad (17)$$

где K_4 — коэффициент пропорциональности.

Подставляя это значение в уравнение (13), получим для случая, когда происходит ориентация и структура грунта упорядочивается:

$$\dot{\gamma} = \frac{K_1 K_2 K_4}{K_3} \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \frac{1}{\tau} \frac{\tau - \tau_p}{t} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right)$$

или, применяя безразмерный структурный коэффициент a , зависящий от деформируемости F/R и величины средней силы f_0 , приходящейся на один текущий элемент,

$$a = \frac{K_1 K_2 K_4}{K_3} \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right), \quad (18)$$

перепишем последнее выражение:

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\tau} \frac{1}{t}. \quad (19)$$

Аналогично для случая, когда происходит де-ориентация грунта, получаем

$$X = \frac{K_1 K_2 K_4}{K_3} \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_p}{\tau t_0^2} t. \quad (20)$$

Подставляя это значение в уравнение (13), получаем для случая, когда происходит де-ориентация грунта и структура делается беспорядочной

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\tau t_0^2} t. \quad (21)$$

Опыт показывает, что в начальной фазе ползучести происходит ориентация чешуйчатых частиц, и поэтому эта фаза описывается уравнением (19). Отсюда интегрированием получаем величину деформации ползучести каждой структуры в начальной фазе

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

Для лучшей математической интерпретации заменяем это уравнение следующим

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{\tau} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} + C, \quad (22)$$

где Δt — малый интервал времени, равный единице, например 1 сек. При $t = 0$ $\gamma = \gamma_0$ (мгновенная деформация); для первой структуры

$$\gamma = \gamma_0 + a \frac{\tau - \tau_p}{\tau} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t}.$$

Уравнение (22) показывает, что в начальной фазе процесса деформация ползучести вследствие плавного увеличения числа контактов в результате ориентации частиц протекает с затухающей скоростью по логарифмическому закону. Логарифмическое уравнение для связи между временем и деформацией при сдвиге было впервые получено нами сорок лет назад при исследовании влияния структуры на деформируемость слюдяного порошка (ср. уравнение 2).

Данному уровню напряжения должна соответствовать определенная величина деформации, как это хорошо известно для любого материала. Поскольку оказывается, что данная структура грунта при такой затухающей деформации не может обеспечить необходимого 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 (отношение активных сил k_a). Для новой структуры грунта с новым расположением частиц изменяется значение отношения t/R и сила f_0 , и следовательно, значение структурного коэффициента a (уравнение 18).

О степени выносливости возникающих структур можно судить по величине коэффициента a в уравнении (22): чем больше выносливость структуры, тем выше значение a . Поэтому для последовательных структур сохраняется логарифмический характер зависимости между временем и деформацией, но коэффициент a на полулогарифмическом графике ($\lg t - \gamma$) изменяется, и график имеет вид ломаной. Эта линия описывает начальную фазу ползучести, когда постепенно образуются, развиваются и заменяются другими все более выносливые структуры. Эта фаза ползучести называется *фазой мобилизации*.

Фаза разрушения

В течение фазы мобилизации 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 макротрещины и т. д. (Вялов и др., 1970, 1972).

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 напряжений t_m (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 (де-ориентация частиц); число контактов быстро уменьшается.

Процесс разрушения описывается уравнением (21). Так как оба уравнения (19) и (21) для предела мобилизации M при $t = t_m$ должны давать один и тот же результат, имеем $t_0 = t_m$. Отсюда переписываем уравнение (21):

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\tau t_m^2} t. \quad (23)$$

Интегрируя уравнение (23), получаем величину деформации в конечной фазе ползучести

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{2 \tau t_m^2} t^2 + C. \quad (24)$$

При $t = t_m$ $\gamma = \gamma_m$; отсюда для первой структуры

$$\gamma = \gamma_m + a \frac{\tau - \tau_p}{2 \tau t_m^2} (t^2 - t_m^2)$$

Ускорение ползучести в фазе разрушения, описываемое уравнением (23), недостаточно для создания соответствия между действующим напряжением и деформацией, и неадекватная структура скачкообразно преобразуется 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 ломаной линии.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Аппаратура и методика.

Опыты проводились на простом кольцевом приборе конструкции автора (рис. 5). Основные размеры образца грунта: внешний диаметр $2r_2 = 125$ мм, внутренний диаметр $2r_1 = 85$ мм и высота образца $h = 15$ мм. Принимается, что напряжения равномерно распределены в горизонтальной плоскости, т. е. что грунт пластичен. Величина средних напряжений вычисляется из выражений:

$$\sigma = \frac{Pg}{\pi(r_2^2 - r_1^2)} = 1.5P \text{ кПа и } \tau = \frac{3M}{2\pi(r_2^3 - r_1^3)} = 2Q \text{ кПа,}$$

где P — масса мертвого груза в килограммах и $M = Qgd/2$ — момент, вызванный массой нагрузки Q ; $d = 145$ мм; $g = 9.81$ м. сек⁻².

Деформации сдвига γ образца измерялись с помощью рычага АВ с отношением плеч 1:2 и индикаторной головки часового типа J. Средняя абсолютная деформация сдвига равняется половине измеренного смещения (отсчета s по индикаторной головке), а относительная деформация сдвига $\gamma = s/2h = 3,33 \cdot 10^{-5} s$, где отсчет s выражен в микрометрах.

Из ненарушенного грунта вырезается кольцевой образец грунта 1 таким образом, чтобы плоскость напластования оставалась горизонтальной. Образец укладывается на опорный диск 2, с наружной и внутренней сторон столбиком устанавливаются наборы защитных колец 3 и нагрузочное кольцо. Ванна с образцом заливается водой, и прилагается вертикальная нагрузка возрастающими ступенями; нагрузка выдерживается около четырех суток до практического затухания осад-

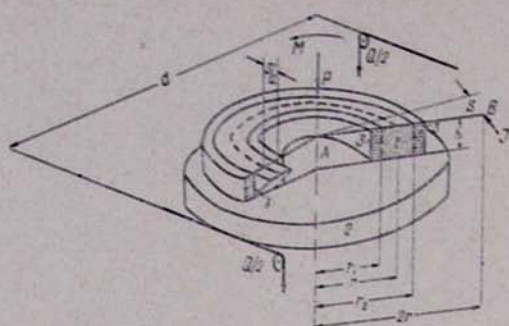


Рис. 5. Схема кольцевого прибора на сдвиг.

ՅՊ. 5. Անկիճ օղակաճ աւելի սխեման:

Fig. 5. Scheme of the ring shear apparatus

ки. Затем сразу прилагается касательное напряжение, и начинаются наблюдения за ползучестью. Отсчеты деформации в течение первой минуты делаются через каждые 5 сек, затем в интервале до 10 мин — через каждые 30 сек и так далее, постепенно все реже и, наконец, к концу испытания 1—2 раза в неделю.

В произведенных экспериментах не удалось наблюдать деформации, которые происходят в течение первых 5 сек после приложения касательного напряжения; в этой фазе происходят как мгновенная деформация, так и начальный этап ползучести. В среднем деформация сдвига за первые 5 сек составляет около 10% от общей деформации и иногда достигает 25% от нее. Поэтому дальнейшее изложение относится к изученному этапу испытания, начиная от 5 сек после приложения касательного напряжения. Не было сделано никаких умозрительных попыток выделения мгновенной деформации; исследование ее требует специальной аппаратуры.

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. 1.

Таблица Աղյուսակ Table 1
Характеристики грунта—Դրամի բնութայինը—Soil characteristics

z м	ρ кг.м ⁻³	ρ_s кг.м ⁻³	w %	ρ_d кг.м ⁻³	n %	e	S_r	w_L	w_p	I_p	$\lg \varphi'$	c' кПа	σ_0 кПа
40	1500	2410	82,1	820	66,0	1,94	1,0	117	58,5	58,5	0,89	45	50
76	1440	2500	72,0	840	66,5	2,00	0,9	73,4	33,4	49,0	0,52	30	58

В последнем столбце дана величина всестороннего давления связности $\sigma_0 = c' \operatorname{ctg} \varphi'$, эквивалентного сцеплению грунта.

Всего было проведено 20 опытов на ползучесть (№ 12—31); 12 опытов над образцами, взятыми с глубины 40 м (№ 12—23) были проведены при нормальном напряжении $\sigma = 100$ кПа и 8 опытов над образцами с глубины 76 м (№ 24—31) при нормальном напряжении $\sigma = 50$ и 150 кПа (по 4 опыта при каждом значении нормального напряжения). Величина касательного напряжения в различных опытах колебалась

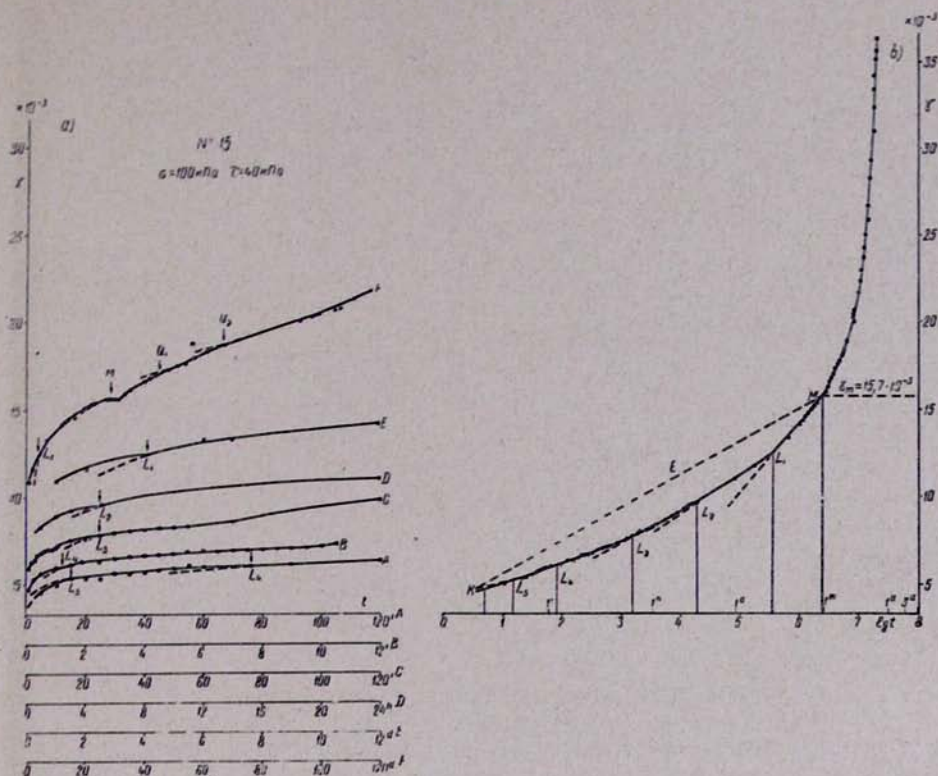


Рис. 6. Опыт № 15 на ползучесть при сдвиге. а) кривые ползучести для начальной фазы ползучести, в арифметическом масштабе; б) то же в полулогарифмическом масштабе.
 նկ. 6. Փորձ № 15 սողի տանի ժամանակ а) սողի կորագծերը սողի սկզբնական փուլի համար, Բժարանական ժառանգով. б) նույնը կիսալոգարիթմական ժառանգով:

Fig. 6. Creep test No. 15; а) creep curves for the initial phase of creep in the arithmetical graph; б) ditto in the semi-logarithmic graph.

между 0,2 и 0,55 от нормального. Опыты длились от 150 до 2300 дней (свыше 6 лет); часть опытов продолжается.

Разрушением закончились только два опыта: опыт № 23 ($\sigma = 100$ кПа, $\tau = 55$ кПа, разрушение через 111 дней) и опыт № 28 ($\sigma = 50$ кПа, $\tau = 27,5$ кПа, разрушение через 198 дней). Остальные опыты при меньшем уровне напряжений 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 противоречивых данных подтверждает сделанные выводы.

Экспериментальные точки изображены на графиках ($t - \gamma$). Каждый опыт (рис. 6,а) представлен несколькими графиками, имеющими разный масштаб по оси абсцисс: шкалы и соответствующие графики обозначены буквами от А до F. Точки графиков ($t - \gamma$) не лежат на плавных кривых.

Полулогарифмический график ($\lg t - \gamma$) для начальной фазы ползучести представляет собой ломаную линию, состоящую из прямолинейных отрезков (рис. 6,б). Каждый из этих отрезков соответствует определенной структуре грунта. Вершины L_1 этой ломаной линии показывают переход от одной структуры к другой. Резкие переходы показывают, что реорганизация структуры грунта происходит скачкообразно.

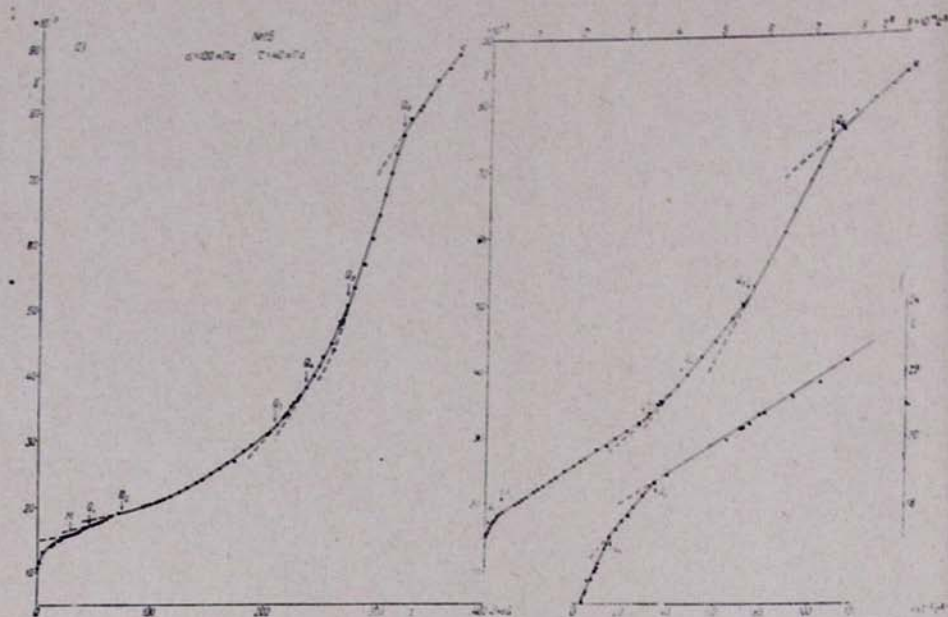


Рис. 7. Кривые ползучести для всего опыта № 15: а) арифметический график; б) квадратичный график.

Նկ. 7. Սահֆի կորագծեր № 15 փորձի համար ամբողջությամբ. а) թվաբանական գրաֆիկ. б) քառակուսային գրաֆիկ

Fig. 7. Creep curves for the entire test No. 15: а) arithmetical graph; б) quadratic graph.

Последовательные отрезки ломаной линии (рис. 6,б) 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_i (рис. 6,б) далее перенесены на график $(t - \gamma)$, и через экспериментальные точки проведены куски логарифмических кривых; пунктиром показаны небольшие участки фиктивных кривых для предшествующих интервалов времени. 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 полученных кривых ползучести отсутствуют прямолинейные участки. Почти на каждой из кривых, показанных на графиках деформации, можно, казалось бы, конечный участок рассматривать как прямолинейный; однако тот же участок на следующей по времени кривой явно криволинеен. Отсюда можно заключить, что идея прямолинейного отрезка (установившаяся ползучесть 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 (Bishop, 1966).

В интервале времени от 10^6 до 10^7 сек линия графика $(\lg t - \gamma)$ резко загибается кверху. Точка перехода (предел мобилизации M)

Рис. 8. Схема кривых ползучести для низкого (τ_1), среднего (τ_2) и высокого (τ_3) уровня касательных напряжений. М—предел мобилизации; L—логарифмические кривые в фазе мобилизации; P—параболы в фазе разрушения; F—разрушение; t_m —время мобилизации; γ_{m1} , γ_{m2} и γ_{m3} —деформация, необходимая для мобилизации соответствующего данному касательному напряжению. Условно принято, что время мобилизации для всех трех кривых одинаково.

Նկ. 8. Սահմի կորագծերի սխեման շղափող լարումների ցածր (τ_1), միջին (τ_2) և բարձր (τ_3) մակարդակների համար: Մ—մոբիլիզացիոն սահմանը, L—լոգարիթմական կորագծերը՝ մոբիլիզացիոն փուլում, P—պարաբոլները՝ մոբիլիզացիոն փուլում, F—բախարակները՝ բախարակի փուլում, t_m —մոբիլիզացիոն ժամանակը, γ_{m1} , γ_{m2} և γ_{m3} —զեֆորմացիան, որը անհրաժեշտ է ավել շղափող լարմանը համապատասխան սահմի դիմադրության մոբիլիզացիոն համար: Պայմանականորեն ընդունված է, որ բոլոր երեք կորագծերի համար մոբիլիզացիոն ժամանակը նույնն է:

Fig. 8. Scheme of creep curves for the low (τ_1), intermediate (τ_2) and high (τ_3) levels of shear stresses. M is the mobilization limit; L are logarithmic curves in the mobilization phase; P are parabolas in the rupture phase; F is the failure; t_m is the mobilization time; γ_{m1} , γ_{m2} and γ_{m3} are the strain values necessary for mobilization of the shear strength corresponding to the given shear stress. It is accepted conditionally that the mobilization time for all three curves is equal.

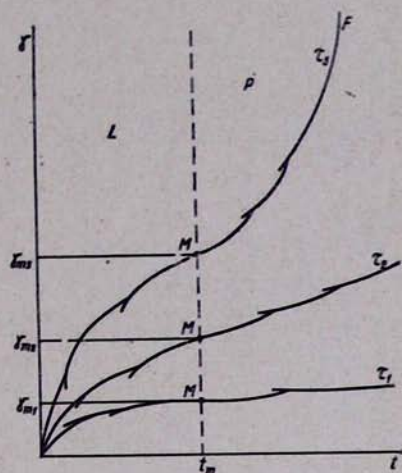
обычно выделяется очень четко. Она характеризуется деформацией при мобилизации γ_m и временем мобилизации t_m .

Как указывалось, первый отсчет деформации был сделан только через 5 сек 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 М. Весь процесс ползучести показан в арифметическом и квадратическом масштабах на рис. 7, а и б, соответственно.

Квадратический график ($t^2 - \gamma$) для конечной фазы ползучести представляет собой также ломаную линию, состоящую из прямолинейных отрезков для последовательных структур грунта (рис. 7,б).

Точки перелома Q_i этой ломаной перенесены на рис. 7,а, и через экспериментальные точки проведены участки парабол; пунктиром показаны небольшие участки фиктивных кривых для предшествующего времени. Из рассмотрения графиков заключаем, что кривые ползучести в фазе разрушения состоят из кусков парабол; в момент перестройки структуры процесс перескакивает от одной возможной параболы на другую, ее пересекающую.

Наши опыты показали, что вместо традиционных трех фаз ползучести (первичной, или затухающей, вторичной, или установившейся, и третичной, или ускоряющейся, см. рис.2) существует только две фазы: мобилизации и разрушения; все полученные кривые ползучести схематически имеют форму, показанную на рис. 8. При низком уровне касательных напряжений в фазе разрушения параболы вытягиваются параллельно оси абсцисс (кривая τ_1) и процесс быстро затухает; при среднем уровне напряжений расположение парабол соответствует постепенному затуханию процесса (кривая τ_2), а при высоком уровне



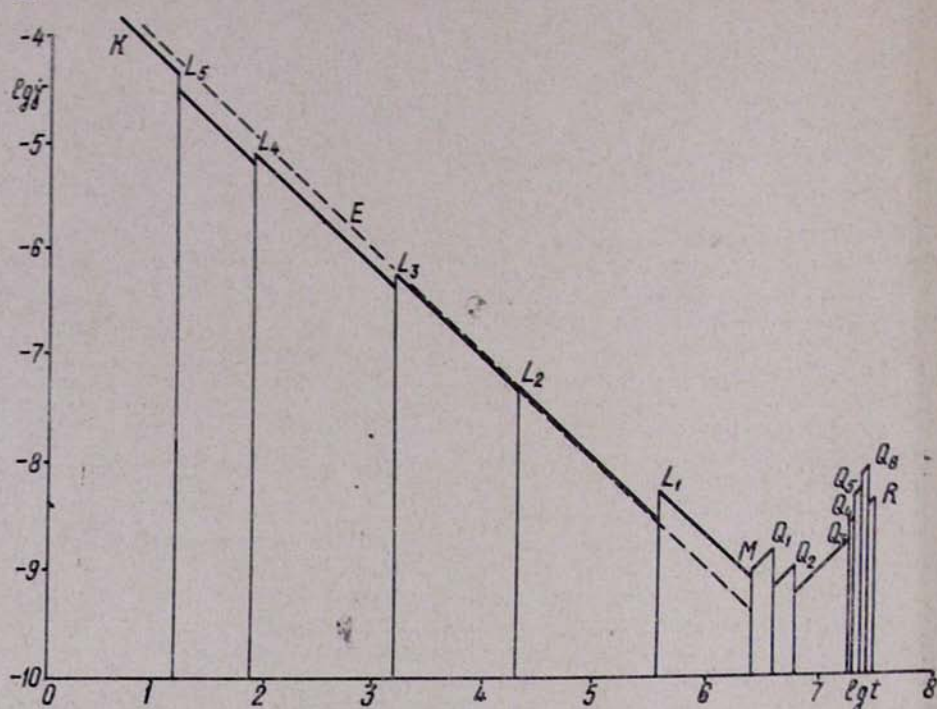


Рис. 9. Зависимость между временем и скоростью деформации для опыта № 15 в логарифмическом масштабе.
 նկ. 9. Ժամանակի և դեֆորմացիայի արագության միջև հղած կապը № 15 փորձի համար լոգարիթմական մասշտաբով:

Fig. 9. Relation between time and strain rate for the test No. 15 in logarithmic scale

напряжений расположение парабол показывает большее увеличение ординат (кривая τ_3) и процесс заканчивается полным разрушением F . Кривые время—скорость деформации

Обозначив тангенс угла, образованного произвольным прямолинейным отрезком ломаной линии полулогарифмического графика с осью абсцисс, через b (рис. 6, б), можем написать уравнение этого отрезка

$$\dot{\gamma} = A_1 + b \lg t = A_1 + 0,43 b \ln t, \quad (25)$$

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

$$\dot{\gamma} = 0,43 b/t. \quad (26)$$

Применяя ту же процедуру к рис. 7, б, находим соответствующие уравнения для фазы разрушения:

$$\dot{\gamma} = A_2 + ct^2 \quad (27)$$

$$\dot{\gamma} = 2ct, \quad (28)$$

где A_2 —постоянная и c —тангенс угла, образованного отрезком ломаной линии с осью абсцисс. Эти экспериментальные уравнения (25—28) соответствуют теоретическим (ср. уравнения 22, 19, 24 и 23). Отсюда можно найти значение структурного коэффициента в фазах мобилизации $a = 0,43 b \dot{\gamma}/(\tau - \tau_p)$ и разрушения $a = 2c \dot{\gamma} t_m^2/(\tau - \tau_p)$.

По уравнениям (26) и (28) были определены значения скорости ползучести в фазах мобилизации и разрушения. На рис. 9 показан ло-

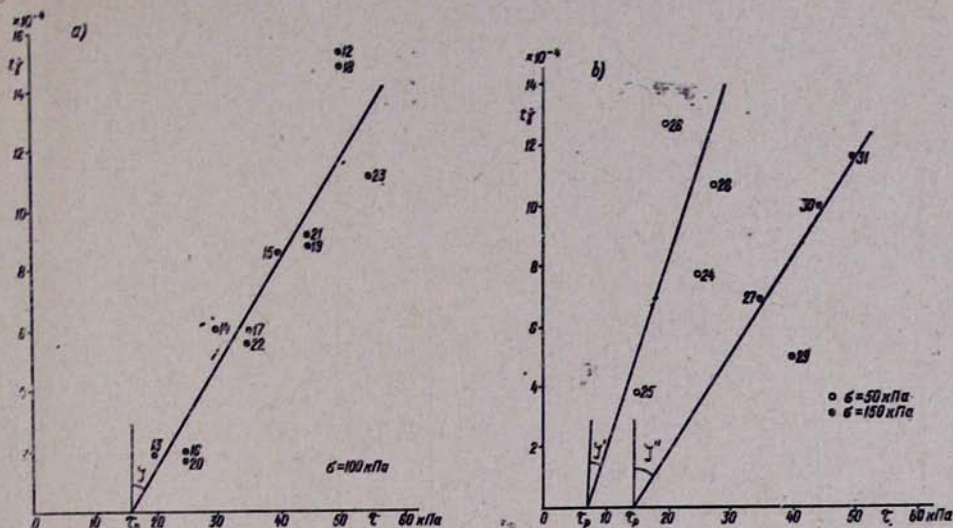


Рис. 10. Приведенные реологические кривые; а) грунт с глубины 40 м, б) то же 76 м.
 Կհ. 10. Քիվալենտ ռեոլոգիական կորագծեր. ա) գրունտ 40 մ խորությունից, б) նույնը 76 մ.

Fig. 10. Reduced rheological curves; а) soil from depth 40 m., б) ditto 76 m.

гарифмический график скорости деформации ($\lg t - \lg \dot{\gamma}$). График показывает уменьшение скорости деформации каждой структуры в фазе мобилизации и ее увеличение в фазе разрушения; скорость деформации скачкообразно изменяется при перестройке структуры.

На рис. 6, б пунктирной линией E показана прямая, соединяющая первую наблюдаемую точку с пределом мобилизации M . Эта эквивалентная прямая показывает, как протекал бы процесс ползучести, если бы не было скачкообразной перестройки структуры, т. е. если бы скорость деформации равномерно убывала в соответствии с уравнением (26).

Эквивалентные линии важны для понимания механизма ползучести, хотя и не следует переоценивать строгости метода их получения. Эквивалентные линии описываются уравнением, аналогичным уравнению (25), откуда согласно уравнения (26) следует: $t\dot{\gamma}_e = 0,43b_e$, где b_e и $\dot{\gamma}_e$ относятся к эквивалентным прямым на графике ($\lg t - \dot{\gamma}$). Таким образом, $b_e = (\dot{\gamma}_m - \dot{\gamma}_5) / \lg(t_m/t_5)$, где t_5 и $\dot{\gamma}_5$ — координаты первой наблюдаемой точки (возраст напряжений 5 сек).

Безразмерное произведение $t\dot{\gamma}$, входящее в реологические уравнения, называется *единичной скоростью ползучести*. Оно имеет определенный физический смысл: это та величина скорости ползучести при сдвиге, которую приобретает грунт через 1 сек после приложения касательного напряжения.

На рис. 10 а и б показана зависимость между касательным напряжением τ и величиной $t\dot{\gamma}_e$ для всех испытанных образцов. Из графиков видно, что в координатной системе ($\tau - t\dot{\gamma}_e$) 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 уравнением

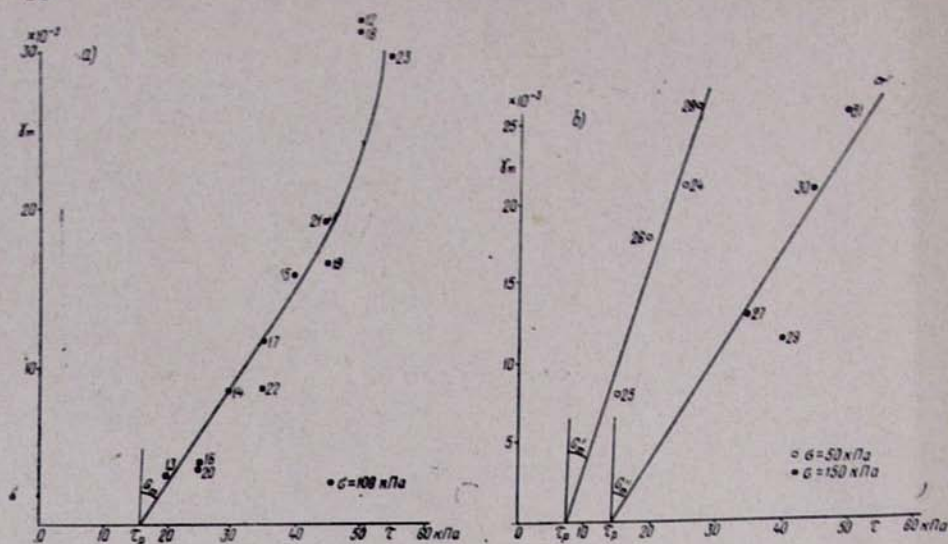


Рис. 11. Зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_m при пределе мобилизации; а) грунт с глубины 40 м, б) грунт с глубины 76 м.

Եկ. 11. Նշափող τ լարումների և մոբիլիզացման սահմանի համար γ_m ղեկարմացիայի միջև եղած կապը. а) գրունտ 40 մ խորությունից, б) գրունտ 76 մ խորությունից:

Fig. 11. Mobilization strain γ_m as a function of shear stress τ : а) soil from depth 40 m, б) soil from depth 76 m.

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\dot{\epsilon} t}, \quad (29)$$

где $\dot{\epsilon} = \dot{\gamma} t$ — характеристика грунта, называемая статической вязкостью; она может быть определена как отношение динамической вязкости $\dot{\gamma}$ к возрасту напряжений t в фазе мобилизации. Статическая вязкость $\dot{\epsilon}$ равна отношению ко времени t касательного напряжения, необходимого в фазе мобилизации для поддержания разности скоростей ползучести, равной единице, между двумя параллельными слоями грунта, расстояние между которыми равно единице. Размерность статической вязкости $ML^{-1}T^{-2}$.

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 сек будет $3.0 \cdot 10^3$ кПа · сек, а для возраста 10^6 сек (11,6 дней) составит $3.0 \cdot 10^{10}$ кПа · сек.

Точки пересечения прямых с осью абсцисс (рис. 10) соответствуют тем значениям касательного напряжения, при которых не происходит ползучести, т. е. пределу ползучести τ_p ; их значения приведены в табл. 2. На рис. 11 показана линейная зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_m при пределе мобилизации

$$\gamma_m = \frac{\tau - \tau_p}{G_m}, \quad (30)$$

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 сек (рис. 12).

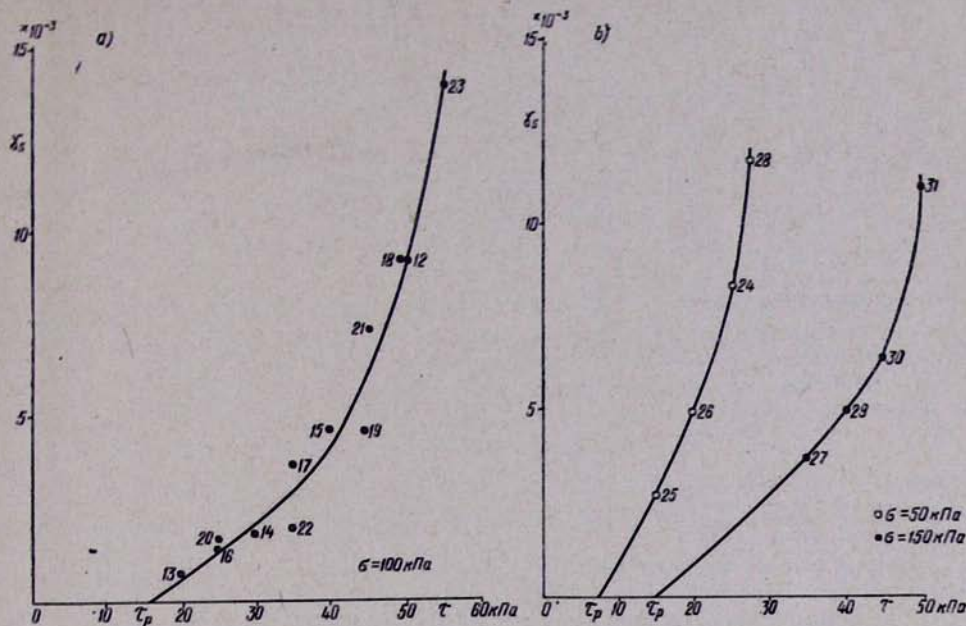


Рис. 12. Зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_s при возрасте напряжений 5 секунд: а) грунт с глубины 40 м, б) грунт с глубины 76 м.

Նկ. 12. Նորափող τ լարումների և լարումների 5 վայրկյան հասակի համար γ_s դեֆորմացիայի միջև եղած կապը. а) գրունտ 40 մ խորությունից, б) գրունտ 76 մ խորությունից:

Fig. 12. Strain γ_s at stress age 5 seconds as a function of shear stress τ ; а) soil from depth 40 m, б) soil from depth 76 m.

Таблица Աղյուսակ Table 2

Параметры ползучести для диатомитовой глины
Սողորի պարամետրեր դիատոմային կավի համար:
Creep parameters for the diatomaceous clay

Глубина взятия от поверхности, м Վերցման խորություն, մ Depth from surface, m z	Нормальное напряжение, кПа Նորմալ լարում, կՊա Normal stress, kPa σ	Статическая вязкость, МПа Ստատիկական ժաժուցիկություն, ՄՊա Static viscosity MPa ζ	Предел ползучести, кПа Սահքի սահման, կՊա Creep limit kPa τ_p	Модуль мобилизации, МПа Մոբիլիզացիան մոդուլ, ՄՊա Mobilization modulus, MPa G_m	Модуль стабилизации, кПа Ստաբիլիզացիան մոդուլ, կՊա Stabilization modulus, kPa G_s
40	100	29,5	16,0	1,6	620
76	50	16,0	7,5	0,8	510
76	150	31,0	14,5	1,55	1000

Присущие кривые

Зависимость между логарифмами деформации и скорости деформации показана на рис. 13. Здесь вертикальные линии изображают значения деформации, соответствующие скачкообразной перестройке структуры, белый кружок показывает скорость деформации до скачка, а черный кружок—после скачка. Видно, что в начальной стадии опыта черные кружки расположены на плавных кривых (жирные линии),

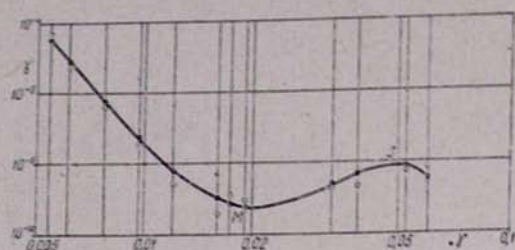


Рис. 13. Присущая кривая для опыта № 15. Вертикальные линии—значения деформации, при которой происходит скачкообразная перестройка структуры.

Նկ. 13. Յուրահատուկ կորագիծ № 15 փորձի համար: Աշղկաձիգ գծեր—դեֆորմացիայի այն արժեքները, երբ կատարվում է ստրուկտուրայի թռիչքաձև վերակառուցում:

Fig. 13. Intrinsic curve for the test No. 15. Vertical thin lines—values of strain at which the jump-like reorganization of structure takes place.

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 (28). К концу каждого интервала скорость деформирования 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 (26) или (28) 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 (26) или (28) и присущим свойствам грунта. В свете теории избыточных напряжений сдвига присущая кривая является отражением отношения активных сил, характеризующего необходимый ход деформирования, а скачки—результатом разрядки накопленного отношения избыточных сил, приводящего предписанный уравнениями (26) и (28) 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 сведены на рис. 14. Во всех без исключения случаях присущие кривые расположены последовательно одна за другой, в порядке возрастания уровня касательных напряжений. Поворотные точки S присущих кривых при низком и среднем уровне напряжений, в которых процесс переходит к затуханию, представляют особый интерес. Они показывают та 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 .

На рис. 15 показана линейная зависимость между касательным

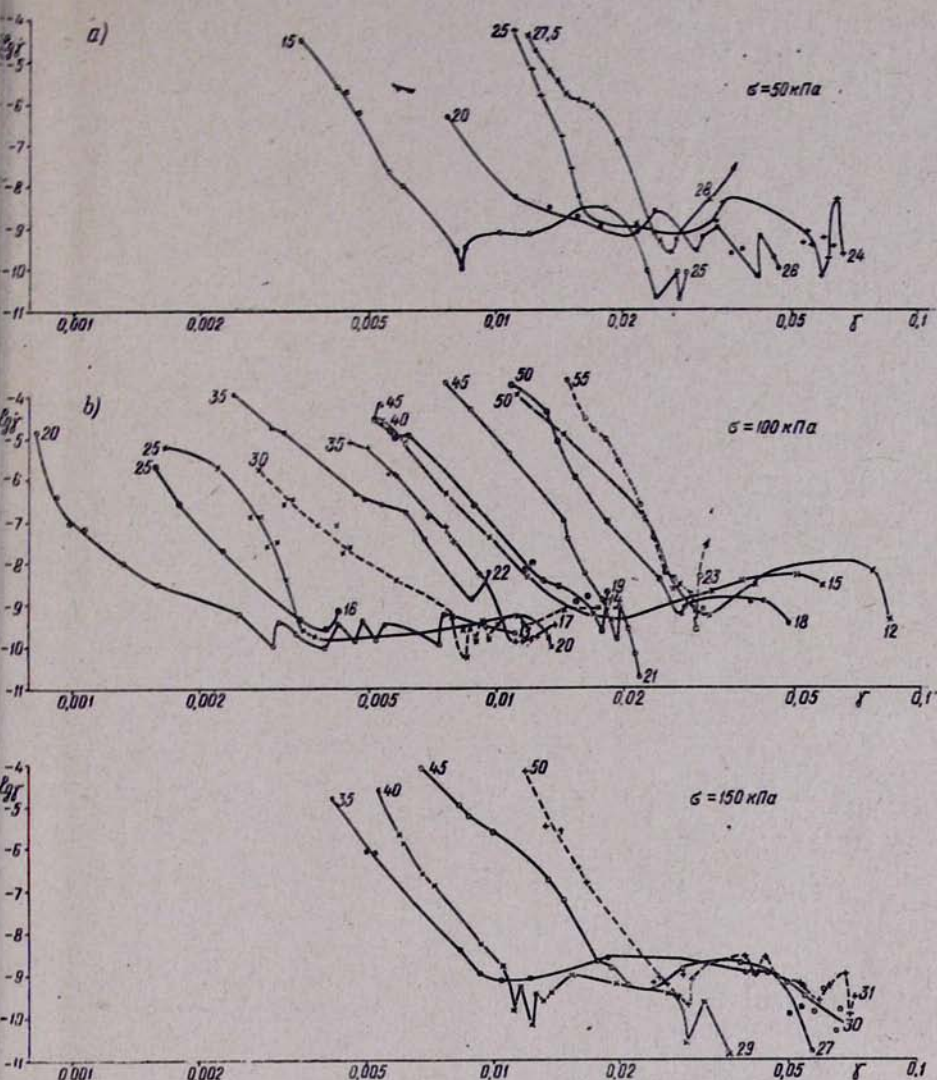


Рис. 14. Присущие кривые для всех опытов; а) грунт с глубины 76 м, б) грунт с глубины 40 м, в) грунт с глубины 76 м. Цифры в начале кривых показывают касательное напряжение в кПа, в конце кривых—номер опыта.

Լճ. 14. Յուրահատուկ կորագծեր բոլոր փորձերի համար: ա) գրունտը 76 մ խորությունից, բ) գրունտը 40 մ խորությունից, Վ) գրունտը 76 մ խորությունից: Բվերը կորագծերի սկզբում ցույց են տալիս շոշափող լարումը կՊա-ով, իսկ կորագծերի վերջում՝ փորձի համարը:

Fig. 14. Intrinsic curves for all tests; a) soil from depth 76 m. b) soil from depth 40 m. c) soil from depth 76 m. Figures at the beginning of curves are shear stresses in kPa and that at their ends are the test numbers

напряжением τ и деформацией γ_s при пределе стабилизации; отсюда

$$\gamma_s = \frac{\tau - \tau_p}{G_s}, \quad (35)$$

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 начальной стадии образуется последовательный ряд

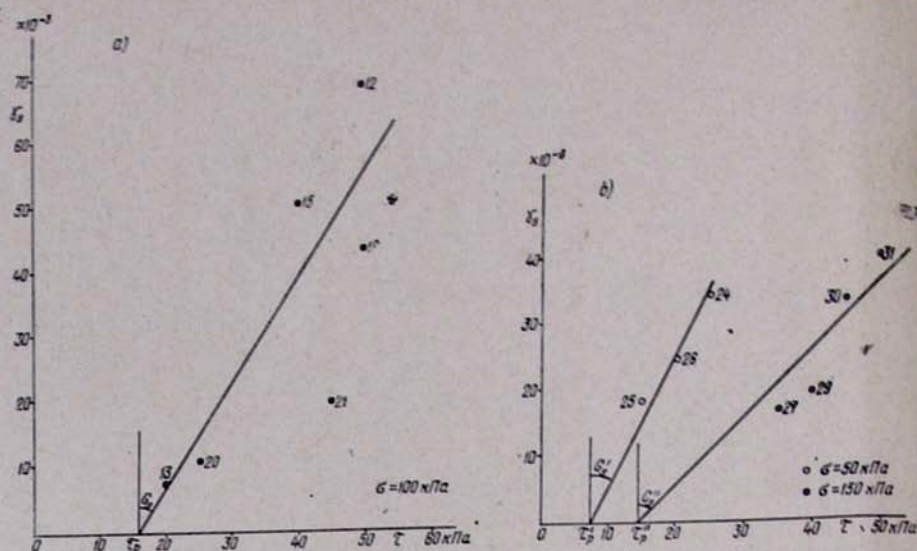


Рис. 15. Зависимость между касательным напряжением τ и деформацией γ_s при пределе стабилизации; а) грунт с глубины 40 м; б) грунт с глубины 76 м.

15. Հաշվող է լարումների և ստորիկիզացման սահմանի համար γ_s դեֆորմացիայի միջև եղած կապը. а) գրունտը 40 մ խորությունից. б) գրունտը 76 մ խորությունից:

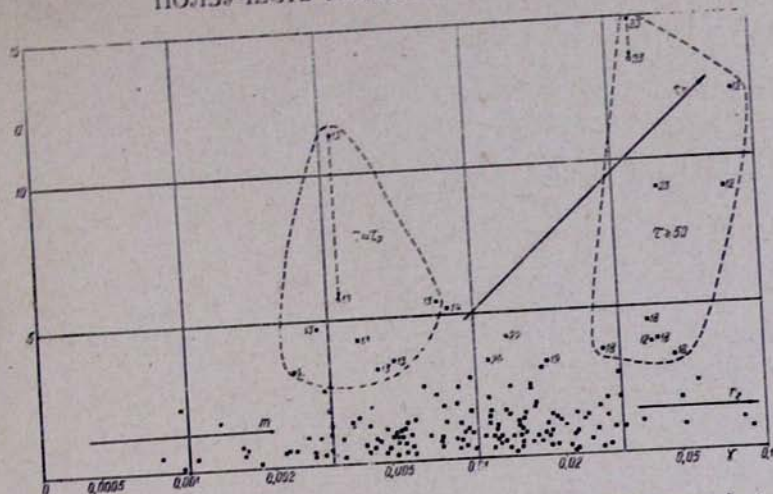
Fig. 15. Stabilization strain γ_s as a function of shear stress τ ; а) soil from depth 40 m., б) soil from depth 76 m.

структур; каждая из них обладает определенным характером деформации (затухание или ускорение, см. уравнения 26 или 28); такой же характер имеет и присущая кривая (кривая убывает или возрастает); поэтому скачки вызываются лишь необходимостью взаимного приспособления этих элементов. На этой стадии присущая кривая плавно проходит через черные кружки (рис. 13).

В конечной стадии опыта после предела стабилизации S указанные два элемента ползучести имеют противоположное направление: присущая кривая убывает (затухание), а скорость деформации (уравнение 28) увеличивается (ускорение). Это противоречие разрешается просто: структурный коэффициент a вновь возникающих структур при низком и среднем уровнях напряжений ниже его значений для структур, образующихся при высоком уровне напряжений. Черные кружки располагаются более или менее произвольно относительно присущей кривой.

Увеличение значения структурного коэффициента a при высоком уровне напряжения видно из рис. 16, где сведены результаты всех опытов, проведенных при нормальном напряжении $\sigma = 100$ кПа: при высоких уровнях касательных напряжений ($\tau \geq 50$ кПа) значения структурного коэффициента a существенно велики ($a > 4$ и даже доходит до 15). Стрелки показывают направление процесса в фазе мобилизации (m на левой стороне чертежа) и в фазе разрушения (на правой

² Высокие значения коэффициента a для опыта № 13 при низком уровне напряжений ($\tau = 20$ кПа) объясняются результатом линеаризации зависимости, показанной на рис. 10а; здесь $\tau \approx \tau_p$. Это положение подтверждается построением фиктивных точек для опытов № 13 и № 23 (при $\tau = 55$ кПа) в предположении, что $\tau_p = 12$ кПа (белые кружки) вместо действительного значения $\tau_p = 16$ кПа (черные кружки); видно, что положение наиболее высокой точки для опыта № 13 изменилось существенно, тогда как для опыта № 23 оно изменилось мало.



ис. 16. Зависимость между структурным коэффициентом a и деформацией γ для всех опытов над грунтом с глубины 40 м, $\tau = 100$ кПа.

16. Ստրուկտուրային a գործակցի և γ դեֆորմացիայի միջև եղած կապը 40 մ խորությունից վերցրած գրունտի բոլոր փորձերի համար, $\tau = 100$ կՊա.

Fig. 16. Values of structural coefficient a as a function of strain γ for all tests with soil from depth 40 m, $\tau = 100$ kPa.

стороне: τ_1 для низкого и среднего уровней напряжений и τ_b для высокого).

Уменьшение скорости деформации после некоторого увеличения впервые наблюдалось Бишопом и Ловенбарри (Bishop and Lovenbury, 1969), которые назвали его ограниченными неустойчивостями (limited unstabilities). Физическая природа предела стабилизации нуждается в более детальном изучении, и вышеуказанные замечания имеют лишь предварительный характер.

Некоторые обобщения

1. Сравнивая деформации при возрасте напряжений 5 сек (рис. 12), при пределе мобилизации (рис. 11, возраст напряжений около 15 дней) и при пределе стабилизации (рис. 15, 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, развились и уничтожились 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. Заслуживает внимания, что все прямые на рис. 10,b; 11,b; 12,b и 15,b пересекаются в точках, расположенных на оси ординат.

3. Величины статической вязкости τ_s , предела ползучести τ_p и модулей мобилизации G_m и стабилизации G_s связаны с величиной нормального напряжения σ простыми соотношениями:

$$\tau_s = C_s (\sigma' + \sigma_0); \quad (32)$$

$$\tau_p = C_p (\sigma' + \sigma_0); \quad (33)$$

$$G_m = C_m (\sigma' + \sigma_0); \quad (34)$$

$$G_s = C_s (\sigma' + \sigma_0), \quad (35)$$

показанными на рис. 17; здесь C_s , C_p , C_m и C_s — безразмерные коэффициенты. Их величины удалось определить только для образца, взя-

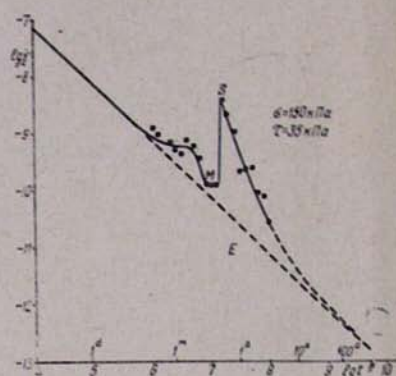
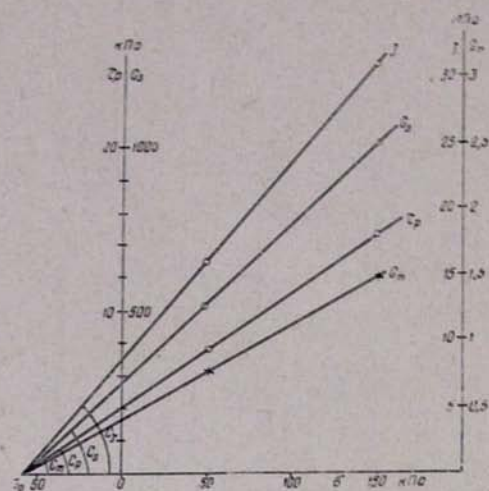


Рис. 17. Зависимость между нормальным напряжением σ и статической вязкостью ζ , пределом ползучести τ_p и модулями мобилизации G_m и стабилизации G_s .

Рис. 18. Зависимость между временем t и скоростью деформации $\dot{\gamma}$ после предела стабилизации в логарифмическом масштабе (грунт с глубины 76 м опыт № 27, длительность 1160 дней); E —эквивалентная линия.

նկ. 17. Նորմալ σ լարումների և ստատիկական ζ մածուցիկության, սողի τ_p սահմանի և մոբիլիզացման G_m ու ստաբիլիզացման G_s մոդուլների միջև եղած կապը:

Նկ. 18. Ժամանակի t և դեֆորմացիայի $\dot{\gamma}$ արագության միջև եղած կապը ստաբիլիզացման սահմանից հետո լոգարիթմական մասշտաբով (գրունտը 76 մ խորությունից, փորձ № 27, տևողությունը 1160 օր). E —համազոր գիծ:

Fig. 17. Static viscosity ζ , creep limit τ_p and mobilization G_m and stabilization G_s moduli as functions of normal stress σ .

Fig. 18. Strain rate $\dot{\gamma}$ as a function of time t following the stabilization limit (soil from depth 76 m., test No. 27, duration 1160 days); E —equivalent line.

того с глубины 76 м, который был испытан при двух значениях нормального напряжения; для этого грунта давление связности $\sigma_0 = 58$ кПа (табл. 1). Значения этих коэффициентов оказались равными: $C_s = 150$; $C_p = 0,07$; $C_m = 7,5$ и $C_s = 4,8$.

4. 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 $\lg t$. Результаты опыта длительностью свыше трех лет представлены на рис. 18. Длительные опыты не показали прекращения ползучести; имеющиеся экспериментальные данные позволяют предполагать, что на логарифмическом графике ($\lg t - \lg \dot{\gamma}$) кривые средней скорости ползучести асимптотически приближаются к продолжению эквивалентных прямых, другими словами, при очень большом возрасте напряжений (свыше 10^9 сек или более 30 лет) средняя скорость ползучести при сдвиге уменьшается пропорционально времени

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{1}{t}; \quad (36)$$

отсюда закон векового изменения динамической вязкости будет

$$\eta = \zeta t. \quad (37)$$

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

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\tau_p} \ln(t + \Delta t) + C. \quad (38)$$

Г. И. Покровский (1933) показал, что логарифмическое соотношение между временем и осадкой фундамента вытекает из второго начала термодинамики в формулировке Больцмана. Справедливость логарифмического закона деформирования при консолидации была показана Бюисманом (Buisman, 1936).

Гипотеза логарифмической зависимости вековой ползучести (ур. 38) и линейной зависимости вековой динамической вязкости (ур. 37) от времени имеет большое геологическое значение: однако ее экспериментальная проверка потребует проведения опытов длительностью в несколько десятилетий.

Уравнение реологического поведения грунтов при сдвиге

Применение известной формулы Бингема для определения скорости ползучести при сдвиге

$$\dot{\gamma} = (\tau - \tau_p) / \eta \quad (39)$$

встречает то основное возражение, что в ней принимается постоянное значение вязкости. Это противоречит опыту, который показывает, что вязкость грунтов изменчива и увеличивается со временем. Поэтому уравнение (39) и известная реологическая модель Бингема могут адекватно описывать явление только в тех случаях, когда со времени приложения касательных напряжений протекло достаточно длительное время и можно пренебречь дальнейшим изменением динамической вязкости, происходящей в исследуемом промежутке времени. Таков, например, случай деформации старых природных склонов, сложенных грунтами, обнаруживающими ползучесть.

Очевидно, что если длительность исследуемого промежутка времени соизмерима с возрастом напряжений, необходимо учитывать изменчивость динамической вязкости.

Основываясь на законе векового изменения динамической вязкости (ур. 37), целесообразно в таких случаях учитывать его в уравнении Бингема (39).

Формально уравнение (39) удобно для применения в тех случаях, когда нормальное и касательное напряжения имеют постоянные значения. Применение уравнений, в которых напряженное состояние выражено через размерные величины к расчету глубинной ползучести склонов, нецелесообразно, так как и нормальные, и касательные напряжения в теле склонов существенно изменяются от точки к точке, тогда как их отношение подвержено меньшим изменениям. Поэтому предпочтительнее напряженное состояние склонов выражать через коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу (уравнение 3). Учитывая уравнения (3) и (32), реологическое уравнение (39) может быть представлено так

$$\dot{\gamma} = \frac{\text{tg}\theta - \text{tg}\theta_p}{C_\tau t} \quad (40)$$

где $\text{tg}\theta_p$ — коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу при пороге ползучести, $\text{tg}\theta_p = \tau_p / (\sigma' + \sigma_0)$.

Реологическое тело, описываемое уравнением (40), полностью отвечает поведению старых природных склонов, как и реологическое те-

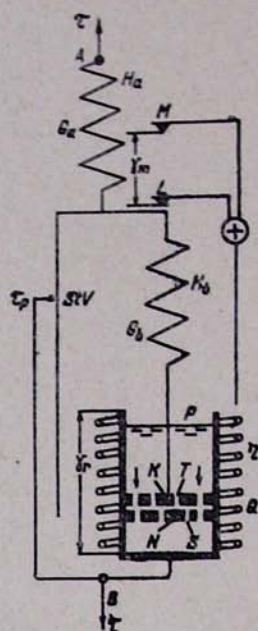


Рис. 19. Реологическая модель ползучести грунта при сдвиге.

նկ. 19. Մանրի ժամանակ գրունտի սողի սեղողիական մոդելը:

Fig. 19. Rheological model of creep of a clay at shear.

ло Бингема; поскольку однако в этом уравнении учитывается влияние возраста напряжений на вязкость, оно может быть использовано для описания поведения грунтов после приложения касательных напряжений и при расчете деформируемости молодых склонов, например, откосов выемок и насыпей, и природных старых склонов, в которых изменилось напряженное состояние, например вследствие нагружения.

РЕОЛОГИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ

Для иллюстрации поведения глины при ползучести предлагается следующая реологическая модель грунта (рис. 19). 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. Верхняя часть состоит из пружины H_b , последовательно соединенной с рассверленным поршнем N , имеющим отверстия S и перемещающимся в амортизаторе P , снабженном 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 S диска K . Такие сквозные отверстия показаны стрелками на рис. 19. Суммарная площадь сечения сквозных отверстий характеризует структурный коэффициент a ; эта величина изменяется по программе. Каждое положение клапанного диска K соответствует определенной структуре грунта. Длина амортизатора P равна пределу разрушения γ_r ; 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 правой части реологиче-

ского тела, при $\tau > \tau_p$; тогда через змеевик Q протекает охлаждающая жидкость (фаза мобилизации). Второй контакт M включается после совершения деформации мобилизации γ_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 τ_p и предел мобилизации γ_m ;

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 γ_r амортизатора моделирует полное разрушение образца после совершения определенной деформации.

Подробное описание реологического тела и вывод формул даются в другом месте (Тер-Степанян, 1973). Здесь приводятся только окончательные выражения. Деформация в фазе мобилизации равна

$$\gamma = \frac{\tau_p}{G_1} + \frac{\tau - \tau_p}{G_2} + \frac{\tau - \tau_p}{\tau} \sum_{i=1}^{n_1} a_i \ln \frac{t_i + \Delta t}{t_{i-1} + \Delta t}, \quad (41)$$

где $t_0 = 0$; G_1 и G_2 — модули упругости тела в интервале напряжений $0 - \tau_p$ и $\tau_p - \tau$, соответственно; Δt — малый единичный промежуток времени, например, 1 сек; n_1 — число структур грунта в фазе мобилизации; при $t = t_m$, $\gamma = \gamma_m$.

Деформация в фазе разрушения равна

$$\gamma = \gamma_m + \frac{\tau - \tau_0}{2\tau_0} \sum_{i=1}^{n_2} a_i (t_i^2 - t_{i-1}^2), \quad (42)$$

где $t_1 = t_m$ 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.

Автор выражает глубокую благодарность ст. инж. П. О. Тертерян за отлично проведенные эксперименты, проф. А. Кезди, проф. А. У. Бишопу, проф. Ю. К. Зарецкому и доц. З. Г. Тер-Мартirosяну за ценные советы во время подготовки работы к печати.

ԿԱՎԻՍՈՂՔԻ ՀԵՏԱԶՈՏՈՒԹՅՈՒՆԸ ՍՍՀՔԻ ԺԱՄԱՆԱԿ

Պրոֆեսոր, տեխն. գիտ. դոկտոր Գեորգ Տեր-Սեֆյանյան

Ռեֆերատ, կապի սահմանի ժամանակ սողի ընթացքում առաջանում և բացարկում է գրունտի կառուցվածքային հաշտողական շարքը: Դրանք բնութագրվում են կոնտակտների փոխադարձ տեղադրումով և այդ կոնտակտներում գործող ուժերով: Մի կառուցվածքից անցումը մյուսին կատարվում է թուլիքաձև Սողի ընթացքը բաղկացած է երկու փուլից՝ մոթիլիդացման և բացարկման: Մոթիլիդացման փուլում սողի արագությունը փոքրանում է ժամանակին ուղիղ համեմատական, բացարկման փուլում մեծանում է: Այդ պատճառով

¹ ՀՍՍՀ ԳԱ երկրաբանական գիտությունների ինստիտուտի գեոմեխանիկայի լաբորատորիայի վարիչ:

սողքի կորագծերը մոբիլիզացման փուլում բաղկացած են լուգարիթմական կորագծերի կտրոններից, իսկ քայքայման փուլում պարաբոլների կտրոններից: Գրունտի վարքը բնութագրվում է շրջա մեծություններով՝ սողքի սահմանով, ստատիկական մածուցիկությամբ և մոբիլիզացման ու ստատիկացման մոդուլներով: Այդ մեծությունները զմայնորեն կապված են նորմալ ճնշման հետ: Ստատիկացման սահմանից հետո սողքի արագությունը շոշափող լարումների ջածը և միջին մակարդակների ղեկավարում նվազում է, իսկ բարձր մակարդակների ղեկավարում ընթացքը աշխատվում է քայքայումով: Կազմված է սահման ժամանակ կալի սողքի առաջնությունը, որը հաստատված է երկարատև փորձերով: Կազմված է ռելոդիական մոդել, և արտածված են մեխանիկական վարքի հավասարումները:

INVESTIGATION OF CREEP OF A CLAY AT SHEAR

GEORGE TER-STEPANIAN, Prof., Dr. Sc. (Eng.).¹

SYNOPSIS. A succession of soil structures is originated and destroyed during the creep of a clay at shear; they are characterized by a mutual arrangement of contacts and by stresses acting in the latter. Transition from one structure to the other proceeds in a jump-like way. The creep process consists of two phases—mobilization and rupture. In the mobilization phase the strain rate decreases directly with time, in the rupture phase it increases. Therefore the creep curves in the mobilization phase consist of pieces of logarithmic curves while in the rupture phase—those of parabolas. The following four features are characteristic of soil behaviour: creep limit, static viscosity and moduli of mobilization and stabilization; these quantities are linearly related to the normal stress. The strain rate at low and intermediate shear stress level decreases following the stabilization limit, while at high stress levels the process ends in rupture. The theory of the creep of a clay at shear is suggested which is proved by experiments of long duration: the rheological model of the soil is compiled and equations of the mechanical behaviour are derived.

ԳՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ — ЛИТЕРАТУРА — REFERENCES

- Бьеррум Л., 1975. Проблемы механики и строительства на структурно-неустойчивых и слабых грунтах. Генер. докл. VIII Междунар. конгр. механ. грунтов и фундам. М., Стройиздат, 98—165.
- Вялов С. С., 1959. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов, М., Изд. АН СССР.
- Вялов С. С. и др., 1962. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледо-грунтовых ограждений. М., Изд. АН СССР.
- Вялов С. С., Пекарская Н. К. и Максимах Р. В., 1970. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. Основ. фундам. и механика грунтов, 1: 7—9.
- Вялов С. С., Зарецкий Ю. К., Максимах Р. В. и Пекарская Н. К., 1972. Проблемы структурной реологии грунтов. Инженерно-геологические свойства глинистых пород и процессы в них. Труды Международного симпозиума в Москве. М., Изд. МГУ, вып. 2, 16—25.
- Вялов С. С., Зарецкий Ю. К., Максимах Р. В. и Пекарская Н. К., 1973. Кинетика структурных деформаций и разрушения глин. Труды VIII Междунар. конгр. по механ. грунтов и фундам., М., Стройиздат, 13—23.
- Гольдштейн М. Н., 1956. О структуре и сжимаемости грунтов. Сб., № 2 ДНИТ «Вопросы геотехники», М., Трансжелдориздат.
- Гольдштейн М. Н., 1971. Механические свойства грунтов, М., Стройиздат.
- Гольдштейн М. Н. и Тер-Степанян Г. И., 1957. Длительная прочность глин и глубинная ползучесть склонов. Матер. IV Междунар. конгр. механ. грунтов и фундам. М., Изд. АН СССР, 43—51.
- Зарецкий Ю. К. и Вялов С. С., 1971. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. Основ., фундам. и механ. грунтов, № 3, 1—5.
- Месяня С. Р. 1967. Ползучесть глинистых грунтов, Ереван, Изд. АН Арм. ССР.
- Покровский Г. И. 1933. Применение принципа Больцмана к расчету осадки фундаментов. Сб. ВЮСа № 1, «Основания и фундаменты», М., Госстройиздат, 88—91.

¹ Head, Laboratory of Geomechanics, Geological Institute, Armenian Academy of Sciences.

- Приклонский В. А., 1955. Грунтоведение, ч. I, изд. 3-е, М., Госгеолтехиздат.
- Сергеев Е. М., и др., 1973. Грунтоведение, М., Изд., МГУ.
- Тан Т.-К., 1959. Структурная механика глины, Сб., № 3, ДИИТ «Вопросы геотехники», Днепрпетровск, 48—61.
- Тер-Степанян Г. И., 1948. О влиянии формы и расположения частиц на процессы сдвига в грунтах. Изв. АН Арм. ССР, ест. и техн. науки. 1(2) : 167—185.
- Тер-Степанян Г. И., 1973. Новая реологическая модель ползучести глины при сдвиге. Проблемы геомеханики, Ереван, 6 : 108—127.
- Терцаги К., 1934. Строительная механика грунтов на основе его физических свойств. М.—Л., Гостройиздат.
- Флорин В. А., 1961. Основы механики грунтов, т. II, М., Стройиздат.
- Цытович Н. А., 1973. Механика грунтов, Изд. 2-е, М., Изд. Высшая школа.
- Шукле Л., 1973. Реологические проблемы механики грунтов. М., Стройиздат.
- Andersland O. B. and Akill W., 1967. Stress effect on creep rates of a frozen clay soil. *Geotechnique*, 17 : 1:27—39.
- Bishop A. W., 1966. The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture, *Geotechnique*, 16 : 2:91—128.
- Bishop A. W. and Lovenbury H. T., 1969. Creep characteristics of two undisturbed clays. *Proc. 7th. Int. Conf. Soil Mech.*, Mexico 1 : 29—37.
- Buisman A. S. K., 1936. Results of long duration settlement tests. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Harvard 1, 103—106.
- Christensen R. W. and Wu T. H., 1964. Analysis of clay deformation as a rate process. *Journ. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 90, SM6, 3, 125—157.
- Eyring H., 1936. Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. *Journ. Chem. Phys.* 4, 283—291.
- Glasstone S., Laidler K. and Eyring H., 1941. The theory of rate processes. New York: Mc GrawHill.
- Hvorslev M. J., 1939. Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils. Symposium on shearing testing of soils. *Proc. Am. Soc. Test. Mat.* 39 : 999—1022.
- Kisiel I. i Lysik B., 1966. Zarys reologii gruntów. Dziahanie obcinzenia statycznego na grunt, Warszawa: Arkady.
- Kisiel I., Dmitruk S. i Lysik B., 1969. Zarys reologii gruntów. Naśnonść i stateczność gruntów, Warszawa: Arkady.
- Lambe T. W., 1960. A mechanistic picture of shear strength in clay, *Proc. ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 555—580.
- Mitchell J. K., 1964. Shearing resistance of soils as a rate process. *Journ. Soil. Mech. Fund. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 90, SM 1, 29—61.
- Mitchell J. K., Campanella R. G. and Singh A., 1968. Soil creep as a rate process. *Journ. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Engr.* 94, SM 1, 231—253.
- Murayama S. and Shibata T., 1953. On the rheological properties of clay, part I, *Bull. No. 26, Disaster Prevention Research Inst., Kyoto Univ., Kyoto.*
- Murayama S. and Shibata T., 1961. Rheological properties of clay. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris 1 : 269—273.
- Murayama S. and Shibata S., 1964. Flow and stress relaxation of clays (theoretical studies on the rheological properties of clays, Part A). *Rheology and Soil Mech. Symposium, Int. Union of Rheoretic and Applied Mech.*, Grenoble.
- Scott R. F. and Ko Hoh-Yim, 1969. Stress—deformation and strength characteristics. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Mexico, State-of-the-Art volume*, 1—47.
- Singh A. and Mitchell J. K., 1968. General stress-strain-time function for soils. *Journ. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, v. 94, SM1, 21—46.
- Ter-Stepanian G., 1936. On the influence of the scale-like shape of clay particles on the process of shear in soils. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Harvard 2 : 112—116.
- Ter-Stepanian G., 1973. Discussion on Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soil, *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech.*, Moscow. v. 4, pt. 2, 179—120.
- Ter-Stepanian G., 1975. Creep of a clay during shear and its rheological model. *Geotechnique*, 25 : 2:299—320.
- Terzaghi K., 1931. The static rigidity of plastic clays. *Journ. Rheology* 2:3:223—262.
- Wu T. H., Resiendiz D. and Neukirchner R. J., 1966. Analysis of consolidation by rate process theory, *Journ. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 92, SM6, 229—248.