

и 22

АКАДЕМИЯ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАУК
ЛАБОРАТОРИЯ ГЕОМЕХАНИКИ

СООБЩЕНИЕ № 2

и.
Арпад КЕЗДИ, Георгий ТЕР-СТЕПАНЯН,
Геза ПЕТРАШОВИЧ и Эрно БИЧОК

**УСТОЙЧИВОСТЬ СКЛОНОВ И
МЕДЛЕННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ**

ЕРЕВАН — 1976

АКАДЕМИЯ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАУК
ЛАБОРАТОРИЯ ГЕОМЕХАНИКИ

СООБЩЕНИЕ № 2

Арпад КЕЗДИ, Георгий ТЕР-СТЕПАНЯН,
Геза ПЕТРАШОВИЧ и Эрно БИЧОК

УСТОЙЧИВОСТЬ СКЛОНОВ И
МЕДЛЕННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ



ИЗДАТЕЛЬСТВО АН АРМЯНСКОЙ
ЕРЕВАН



Örmény Tudományos Akadémia
Geológiai Tudományok Intézete
Geomechanikai Laboratorium

2. sz. közlemény

KÉZDI Árpád, TER-STEPANIAN György,
PETRASOVITS Geza és BICZÓK Erno

LEJTŐK ÁLLÉKONYSAGA ÉS A TALAJOK LASSU DEFORMÁCIÓJA

Jereván 1976

Հայկական Գիտությունների Ակադեմիա
Երկրաբանական գիտությունների ինստիտուտ
Գեոմեխանիկայի Լաբորատորիա

Հաղորդագրություն 2

Արպադ Կեզդի, Գեորգ Եր-Ստեփանյան,
Գեզա Պետրասովիչ և Էրնո Բիչոկ

ԼԱՍՏՆԵՐԻ ԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅՈՒՆԸ ԵՎ ԳՐՈՒՆՏՆԵՐԻ ԴԱՆԴԱՂ ՁԵՎԱԾՈՒԹՅՈՒՆԸ

Երևան 1976

Academy of Sciences of the Armenian SSR
Institute of Geological Sciences
Laboratory of Geomechanics

Communication Nr. 2

Árpád KEZDI, George TER-STEPANIAN,
Geza PETRASOVITS and Erno BICZOK

STABILITY OF SLOPES AND SLOW DEFORMATION OF SOILS

Yerevan 1976

П р е д и с л о в и е

Армянские и венгерские ученые издавна поддерживают между собой тесные научные связи. В результате подписания Соглашения между Академией наук Армянской ССР и Венгерской Академией наук о прямом научном сотрудничестве в области естественных и общественных наук в апреле 1968 года, эти связи приняли официальную форму. Это Соглашение неоднократно пролонгировалось и действует по настоящее время.

Научное сотрудничество академий позволяет объединить научные и технические возможности обеих сторон. Соглашение предусматривает проведение совместных исследований по важнейшим проблемам современной науки. В 1971-1975 годах подобные работы проводились в области геомеханики по теме: "Устойчивость склонов и медленная деформация грунтов".

С целью более полного изучения вопроса, теоретические и экспериментальные исследования и полевые наблюдения выполнялись сторонами раздельно, но полученные результаты обсуждались совместно в Будапеште и в Ереване. Было предусмотрено чтение лекций и взаимные публикации научных работ.

С 1970 г. проф. А.Кезди является членом Консультативного совета научных сборников "Проблемы геомеханики", издающихся Лабораторией геомеханики Института геологических наук АН АрмССР на русском, армянском и английском языках.

За отчетный период венгерскими учеными были прочтены в Ереване следующие лекции:

1. Оползень у берегов Дуная в Венгрии (проф. Арпад Кезди).
2. Оползневые явления в лессах на берегу Дуная в Венгрии (проф. Геза Петрашович).

3. Применение метода конечных элементов в расчетах оснований и фундаментов (научн.сотр. Ижеф Мечи).

Проф. Г.И.Тер-Степанян прочел в Будапеште следующие лекции:

4. Анализ оползания природных склонов.
5. Ползучесть глины при сдвиге и ее реологическая модель.
6. Механизм крупного трехъярусного оползня в Балчике, Болгария.
7. Реологические основы анализа механизма оползней.

В Ереване была опубликована статья проф. А.Кезди "Некоторые вопросы исследования устойчивости склонов при разработке угля" /4/. В Будапеште на английском языке была опубликована работа проф. Г.И.Тер-Степаняна и ст.инж. А.Е.Тер-Степанян "Анализ оползней" /7,22/.

Нижеследующее содержит отчет о результатах, полученных со-трудничающими сторонами в 1971-1975 годах:

1. О ползучести глины при сдвиге. Исполнители проф. Г.И.Тер-Степанян и ст.инж. П.О.Тертерян. Основные положения этой части работы были опубликованы на английском языке в 1975 г. в Лондоне /21/.
2. Определение ползучести склонов с помощью инклинометров. Исполнители проф. Арпад Кезди, научн.сотр. Эрно Бичок и инж. Антал Надь. Основные положения этой части работы были опубликованы на венгерском языке в 1975 г. в Будапеште /16/.

Az örmény és magyar kutatók régóta szoros kapcsolatot tartanak fenn. Ezeket a kapcsolatokat az Örmény Tudományos Akadémia és a Magyar Tudományos Akadémia között 1968 áprilisában megkötött egyezmény hivatalos formába öntötte. A megállapodást azóta többször meghosszabbították.

Az együttműködés lehetővé tette a felek tudományos és technikai lehetőségeinek egyesítését. A megállapodás a korszerű tudomány legfontosabb területein előremutatást adott a közös munkának. Ilyen kutatásokat hajtottak végre a geomechanika területén 1971-1975 között; a közös munka témája: "Lejtők állékonysága és a talajok lassú deformációja" volt.

A problémák teljesebb tanulmányozása céljából az elméleti éskísérleti kutatásokat, valamint a terepi megfigyeléseket külön végeztük, de a kapott eredményeket közösen vitattuk meg Budapesten és Jerevánban. Ezenkívül előadásokban és tudományos dolgozatokban ismertettük eredményeinket.

1970-től Kézdi Árpád professzor tagja volt "A Geomechanika Problémái" címmel publikált könyv tanácsadóinak, melyet az Örmény Tudományos Akadémia Geológiai Tudományok Intézete Geomechanikai Laboratóriuma örmény, orosz és angol nyelven jelentetett meg.

Az elmúlt időszakban a magyar kutatók a következő előadásokat tartották Jerevánban:

1. Lejtőmozgás Magyarországon a Duna mentén (Dr. Kézdi Árpád az MTA levelező tagja);
2. Magyarországi csúszás-jelenségek löszben a Duna mentén (Dr. Petrasovits Géza a műszaki tudományok doktora);

3. A véges elemek módszerének felhasználása az alapok és alapozás számításánál

(Mecsi József tudományos munkatárs).

Dr. Ter-Stepanian György professor, a műszaki tudományok doktora, Budapesten a következő előadásokat tartotta:

4. Természetes lejtők csúszásának vizsgálata

5. Agyagok kúszása és azok reológiai modelljei

6. Nagy háromágu csúszás mechanizmusa Balcsikban, Bulgáriában.

7. Csúszások reológiai alapjainak vizsgálata

Jerevánban publikált cikket Kézdi Árpád professzor "Külszíni szénfejtések rézsüinek állékonysági problémái" /4/ címmel.

Budapesten angol nyelven publikált munkát Ter-Stepanian György professzor és Ter-Stepanian Hasmik mérnök "A csúszások analízise" /7, 22/ címmel.

A következő két tanulmány az 1971-1975-ben végzett munka eredményeit mutatja be:

1. "Agyagok kúszása". Szerzők: Ter-Stepanian György professzor és Terterian Paitsar mérnök. A munka alapjai 1975-ben Londonban angol nyelven már ismertetésre kerültek /21/.

2. "Lejtőkuszás meghatározása dőlésmérővel". Szerzők: Kézdi Árpád professzor, Biczők Ernő tudományos munkatárs és Nagy Antal mérnök. A munka alapjai 1975-ben Budapesten magyar nyelven már bemutatásra kerültek /16/.

Հայ և հունգար զինականները միմյանց հետ վաղուց են պահանում զիտական սեղմ կապեր: Այդ կապերը պաշտոնական ձև ընդունեցին 1968 թ. ապրիլին՝ Բնական և հասարակագիտական զիտությունների ընազավառում Հայկական և Հունգարական զիտությունների ակադեմիաների միջև ուղիղ համագործակցության մասին համաձայնություն ստորագրելու հետևանքով: Այդ համաձայնությունը մի քանի անգամ երկարաձգվել է և զործում է մինչև այժմ:

Ակադեմիաների զիտական համագործակցությունը թույլ է տալիս միացնելու երկու կողմերի զիտական և ֆելսոֆիական հնարավորությունները: Համաձայնությունը նախատեսում է ժամանակակից զիտության կարևորագույն պրոբլեմների համառոտ աշխատանքների կատարում: 1971-1975 թվականների ընթացքում ադալիսի աշխատանքներ կատարվել են գեոմեխանիկայի ընազավառում, , Լանջերի կայունություն և զրունտների դանդաղ ձևափոխություն, , թեմայով:

Հարցի ավելի լրիվ ուսումնասիրման նպատակով տեսական ու փորձնական հետազոտությունները և դաշտային դիտումները կողմերը կատարում էին առանձին, իսկ ստացված արդյունքները քննարկվում էին համատեղ՝ Բուդապեշտում կամ Երևանում: Նախատեսված էր դասախոսությունների ընթերցում և զիտական աշխատանքների փոխադարձ հրատարակում:

1970 թվականից պրոֆ. Արսաղ Կեզդին Հայկ. ՍՍՀ Գ Ա Երկրաբանական զիտությունների ինստիտուտի Գեոմեխանիկայի լաբորատորիայի կողմից հայերեն, ռուսերեն և անգլերեն լեզուներով հրատարակվող, Գեոմեխանիկայի պրոբլեմներ, , զիտական ժողովածուի Կոնսուլտատիվ խորհրդի անդամ է:

Հաշվետու ժամանակաշրջանում հունգարական զինականների կողմից Երևանում կարդացվել են հետևյալ դասախոսությունները.

1. Սողանքը Դանուբ գետի ափին Հունգարիայում (պրոֆ. Արսաղ Կեզդին);

2. Սողանքային երևույթները լյուսերում Դանուբ գետի ափին Հունգար-

իայում (պրոֆ. Գեգա Պետրաշովիչ) ;

3. Վերջավոր տարրերի մեթոդի կիրառումը հիմքերի և հիմնատակերի հաշվարկներում (գիտ.աշխատող Խոժեֆ Մեչի) :

Պրոֆ. Գեորգ Տեր-Ստեփանյանը Բուդապեշտում կարդացել է հետևյալ դասախոսությունները.

4. Բնական լանջերի սողանքների վերլուծությունը;

5. Կավի սողքը սահքի ժամանակ և նրա ռեոլոգիական մոդելը;

6. Խոշոր եռահարկ սողանքի մեխանիզմը Բալչիկում, Բուդապեշտ;

7. Սողանքների մեխանիզմի վերլուծման ռեոլոգիական հիմունքները:

Նրանում հրատարակվել է պրոֆ. Արպադ Կեզդիի , ,Քարածխի հանույթի դեպքում լանջերի կայունության հետազոտության մի քանի հարցեր, , հոդվածը / 4 / : Բուդապեշտում անգլերեն լեզվով հրատարակվել է պրոֆ. Գեորգ Տեր-Ստեփանյանի և ավագ ինժ. Համիկ Տեր-Ստեփանյանի , ,Սողանքների վերլուծություն, , հոդվածը / 7, 22 / :

Սույն գրքույկը համագործակցող կողմերի 1971-1975 թվականների ընթացքում ստացված արդյունքների հաշվետվությունն է.

1. Կավի սողքը սահքի ժամանակ: Կատարողներ՝ պրոֆ. Գեորգ Տեր-Ստեփանյան և ավագ ինժ. Պայծառ Տերտերյան: Այս աշխատանքի հիմնական դրույթները հրատարակված են 1975 թ. Լոնդոնում անգլերեն լեզվով /2I/ :

2. Քանջերի սողքի ոլորումը ինկլինոմետրերի միջոցով: Կատարողներ՝ պրոֆ. Արպադ Կեզդի, գիտ. աշխ. Էոնո Բիչոկ և ինժ. Անտալ Նադ: Այս աշխատանքի հիմնական դրույթները հրատարակված են 1975 թ. Բուդապեշտում հունգարերեն լեզվով /I6/ :

P R E F A C E

Close scientific relations between the Armenian and Hungarian scientists are maintained for a long time. Since April 1968 these relations took an official form as a result of signing of an Agreement on Direct Scientific Cooperation in the Fields of Natural and Social Sciences. The Agreement has been prolonged several times and is still in action.

The scientific cooperation of Academies allows to integrate the scientific and technical potentialities of both sides. The Agreement envisages the carrying out of joint investigations into the most important problems of the modern science. Such researches were carried out in 1971-1975 in the field of geomechanics; the theme of joint works was: "Stability of slopes and slow deformation of soils".

For the purpose of a more complete study of the problem the theoretical and experimental investigations and field observations were carried out separately by corresponding sides, but the results obtained were discussed jointly in Budapest and in Yerevan. Provisions were made for delivering of lectures and mutual publication of papers.

Since 1970 Prof. Arpad Kezdi acts as a member of the Advisory Board of Transactions "Problems of Geomechanics" published in English, Armenian and Russian by the Laboratory of Geomechanics of the Geological Institute, Armenian Academy of Sciences.

Following lectures were delivered by the Hungarian scientists in Yerevan during the period under review:

1. A landslide at the Danube bank in Hungary (Prof. Arpad Kezdi).

2. Landslide phenomena in loess at the Danube bank in Hungary (Prof. Geza Petrasovits).

3. Application of the method of finite elements in calculation of foundations (Research worker Jozef Mecs).

Prof. George Ter-Stepanian delivered in Budapest following lectures:

4. Analysis of sliding of the natural slopes

5. Creep of a clay at shear and its rheological model.

6. Mechanism of a large three-storeyed landslide in Balçik, Bulgaria;

7. Rheological fundamentals of analysis of landslides.

In Yerevan was published a paper by Prof. Arpad Kezdi "Some problems of investigation of the slope stability by coal mining". /4/. In Budapest was published a paper by Prof. George Ter-Stepanian and Sen. Eng. Hasmik Ter-Stepanian "Analysis of landslides" /7, 22/.

The following contains a report on results, obtained in 1971-1975:

1. On creep of a clay at shear. Authors: Prof. George Ter-Stepanian and Sen. Eng. Paitsar Terterian. The main principles of this work were published in English in London in 1975 /21/.

2. Determination of creep of slopes by means of inclinometers. Authors: Prof. Arpad Kezdi, Research worker Erno Bicsok and Eng. Antal Nagy. The main-principles of this work were published in Hungarian in Budapest in 1975 /16/.

О ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНЫ ПРИ СДВИГЕ

Теоретические исследования

Предлагаемая теория ползучести при сдвиге основывается на концепциях о скачкообразной перестройки структуры грунта и о физической природе деформации сдвига.

Под структурой грунта понимаются тип и взаимное расположение частиц грунта, система контактов между частицами и действующие в этих контактах силы. В процессе сдвига последовательно возникает, развивается и разрушается множество структур грунта, причем переход от одной структуры к другой совершается скачкообразно. Теория скачкообразной перестройки структуры грунта при сдвиге была предложена автором на I Международном конгрессе по механике грунтов в Кембридже, Масс., в 1936 /5, 20/.

Деформация сдвига физически представляет собой взаимное перемещение текучих элементов, образующихся в точках контакта, сопровождаемое преодолением энергетических барьеров. На основе этих представлений Эйрингом в 1936 г. была предложена теория кинетических процессов /I3, I4/, которая в дальнейшем была экспериментально подтверждена на ряде однородных материалов, как-то текстиль, керамика, пластмассы, асфальт и на таких разнородных зернистых материалах, как бетон или металл, в которых прочность связей между зернами соизмерима с прочностью самих зерен.

Применение теории кинетических процессов к таким дисперсным средам как грунт, в которых прочность связей между частицами существенно меньше прочности самих частиц встретило трудности, которые следует приписать недостаточному учету влияния изменения структуры грунта в процессе деформирования. Поэтому представляется перспективной дальнейшая разработка теории кинетических процессов в дисперсных средах, в которой было бы принято во внимание скачкообразное изменение структуры грунта при сдвиге.

Силы в точках контакта частиц

На подвергающийся сдвигу образец грунта (рис. I, а) действуют следующие силы /2I/: нормальная (вертикальная) сила $N = \sigma A$; касательная (горизонтальная) сила $T = \tau A$ и внутренняя (всесторонняя) сила связности $N = \sigma_0 A$, где A — площадь поперечного сечения образца и $\sigma_0 = c' \operatorname{ctg} \varphi'$. Тогда внешняя сила P , действующая на образец будет равна $P = N + T$, а полная сила $Q = P + N$, и коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \theta$ составит

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{c + \sigma_0} = \frac{T}{N + N} \quad (I)$$

Выделим некоторую часть грунта произвольным сечением aa , проходящем через контакты частиц, т.е. не рассекающими сами частицы. Действующие в точках контакта элементарные силы могут иметь произвольное направление; рассмотрим составляющие r этих сил, действующие в плоскости чертежа. Разложим эти составляющие на нормальные n и касательные f силы, (рис. I, б) и найдем их векторные суммы

$$R = \overline{r_1} + \overline{r_2} + \dots \quad \text{и} \quad \overline{F} = \overline{f_1} + \overline{f_2} + \dots; \quad \text{тогда}$$

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

Если произойдет перестройка структуры грунта и изменятся соответственно количество и положение межчастичных контактов, то новые векторные суммы нормальных и касательных сил будут представлены другими векторами $\overline{R'}$ и $\overline{F'}$; по-прежнему $\overline{R'} + \overline{F'} = \overline{Q}$.

Умножим члены уравнения (2) на $\text{tg } \theta / Q$ и обозначив $(\overline{R}/Q) \text{tg } \theta = \overline{k_a}$, $(\overline{F}/Q) \text{tg } \theta = \overline{k_e}$ и $\text{tg } \theta = \overline{k_t}$, запишем это уравнение так

$$\overline{k_a} + \overline{k_e} = \overline{k_t}, \quad (3)$$

где коэффициенты сдвига k_a , k_e и k_t рассматриваются как векторы, показанные на рис. I, с: k_t — вектор мобилизованного сопротивления сдвигу; k_a — вектор отношения активных сил, показывающий ту часть контактных сил, которая реализовалась в деформации и характеризующий "жесткость" структуры грунта; и k_e — вектор отношения избыточных сил, показывающий ту часть контактных сил, которая не реализовалась в деформации и характеризующий "текучесть" структуры грунта. Этот подход к пониманию различных видов коэффициента сдвига был показан автором в 1936 /5, 20/.

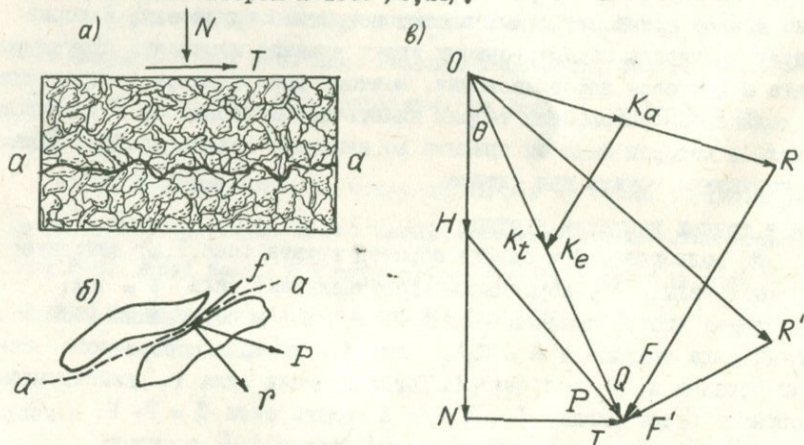


Рис. I. Векторные суммы нормальных и касательных сил в сечении грунта, проведенном через контакты частиц; а) силы, действующие на образец грунта; б) силы в точках контакта; в) много-угольник сил.

Действие элементарных сил на твердую и жидкую фазы грунта в точке контакта

Твердая и жидкая фазы грунта разное реагируют на элементарные силы, действующие в точках контакта частиц. Под действием междо-
стичных сил, воздействующих на контакт в частице грунта возникает
сложное напряженное состояние. Так как площадь поперечного сечения
частицы значительно превышает площадь участков непосредственного
контакта, можно принять, что в самой частице действуют небольшие
напряжения, способные вызвать лишь упругие деформации. Большие
напряжения и следовательно остаточные деформации происходят в зо-
нах контакта частиц. Составляющие r и g элементарных сил p про-
изводят различное действие на контакты частиц. Под действием нор-
мальных сил g , в зависимости от их величины образуются минераль-
ные и неминеральные типы контактов /12/. Тип контакта "минерал
к минералу" образуется, когда сила g достаточно велика, чтобы
проткнуть пленку адсорбированной воды. В этом случае малые нор-
мальные силы g , оказывая точечное действие на контакт, развивают
очень высокие напряжения и при местном расплавлении вещества соз-
дают твердые или полутвердые "мосты сопротивлений" /8/. Их пло-
щадь A_0 , представляющая собой эффективную часть общей площади
контакта A , определяется соотношением между действующей нормаль-
ной силой g и временным сопротивлением на сжатие R_c

$$A_0 = \frac{g}{R_c} \quad (4)$$

Такие мосты сопротивлений в точках минерального типа контак-
тов называются жесткими элементами.

Неминеральный тип контакта образуется, когда сила g недоста-
точна для протыкания пленки адсорбированной воды и в зоне контак-
та остаются диффузные слои соприкасающихся частиц; в каждом из
них степень подвижности молекул увеличивается с увеличением рассто-
яния от поверхности частицы. Поэтому эти слои обладают переменной
вязкостью, наибольшей у поверхности частицы и уменьшающейся к пе-
риферии. В зависимости от величины силы g , часть диффузных слоев
выжимается в стороны, и в зоне контакта остаются более вязкие слои
плотно адсорбированной воды, образующие вязкие элементы. Как и в
случае жестких элементов, площадь эффективного контакта в вязких
элементах зависит от величины силы g (уравнение 4), и поэтому
далее рассуждения в принципе не изменятся.

Очевидно, что минеральные типы контактов и жесткие элементы
возникают вблизи от крупных частиц, включенных в глину и при бес-
порядочном расположении частиц, так как в этих случаях число кон-
тактов меньше и на каждый из них приходится большая сила, наоборот
в тонкозернистой глине, в особенности при ориентированном располо-

жении частиц образуются неминеральные типы контактов и преобладают вязкие элементы. Вязкие элементы образуются и в контактах минерального типа в кольцеобразной зоне вокруг жестких элементов.

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. Энергия активации, доставляемая термическими колебаниями смежных частиц, не может вызвать деформации, так как эти колебания направлены в разные стороны. Деформирование вызывается внешними малыми силами приложенными в точках контакта, и образующими текущие элементы.

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

$$f_0 = \frac{f}{n}, \quad (5)$$

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

$$n = q A_0, \quad (6)$$

где коэффициент q имеет размерность L^{-2} . Объединяя уравнения (4) до (6), получим для контактов минерального типа

$$f_0 = \frac{f}{r} \frac{R_c}{q}. \quad (7)$$

Отношение R_c/q для каждого типа материала можно в первом приближении считать постоянным. Структура уравнения для средней силы, приходящейся на один текущий элемент в контактах неминерального типа будет такой же, как уравнение (7), с тем отличием, что вместо временного сопротивления на сжатие R_c в него должно входить 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 r сохраняется их направление; поэтому отношение f/r остается неизменным и согласно уравнению (7), средняя касательная сила f_0 , приходящаяся на один текущий элемент будет постоянной величиной. Если же при перестройке структуры изменяется направление сил r , то отношение f/r также изменяется, а, следовательно, согласно уравнения (7) касательная сила f_0 будет также изменяться.

Жесткие и текучие элементы представляют собой островообразные образования, окруженные вязкой средой, образованной соприкасающимися диффузными слоями адсорбированной воды. Вследствие подвижности молекул воды, в особенности в рыхло-связной 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.

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 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; 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 иметь место некоторая деформация; ее величина увеличивается вместе с возрастанием действующего на грунт касательного напряжения.

Уравнения скорости и величины деформации

Основываясь на теории кинетических процессов Эйринга /13, 14/ и на работах Митчелла /17, 18, 19/, автор вывел следующие уравнения скорости $\dot{\gamma}$ ползучести при сдвиге /21/.

Если в процессе ползучести структура грунта упорядочивается и длительность оседлой жизни связей в точках контакта /12/ увеличивается, то

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \cdot \frac{1}{t} \quad (8)$$

где a — структурный коэффициент, τ — действующее касательное напряжение, τ_p — порог ползучести (значение касательного напряжения, при котором не происходит ползучести), γ — коэффициент с размерностью FL^{-2} , вводимый из условия размерности физических величин и называемой структурной вязкостью и t — возраст напряжений (время протекшее после приложения касательных напряжений).

Если же в процессе ползучести структура грунта делается менее упорядоченной и длительность оседлой жизни связей уменьшается, то

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \cdot \frac{t}{t_0^2} \quad (9)$$

где t_0 — коэффициент с размерностью T , вводимый из условия размерности физических величин.

Структурный коэффициент a , входящий в уравнения (8) и (9) имеет вид

$$a = K \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{E}{R_0 T}\right) \exp\left(-\frac{f_0 \lambda}{2kT}\right) \quad (10)$$

где K — размерный коэффициент, k — постоянная Больцмана, h — постоянная Планка, T — абсолютная температура, R_0 — универсальная газовая постоянная, λ — расстояние между последовательными положениями равновесия и E — среднее значение свободной энергии активации, приходящейся на один текущий элемент.

Опыт показывает, что в начальной фазе ползучести происходит ориентация чешучатых частиц и поэтому эта фаза описывается уравнением (8), откуда величина деформаций ползучести каждой структуры в начальной фазе будет

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{J} \ln \frac{t + \Delta t}{t} + C, \quad (11)$$

где Δt — малый интервал времени, равный единице, напр. 1 секунда, вводимый в уравнение (11) ползучести для его лучшей математической интерпретации.

Фаза мобилизации

Уравнение (11) 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 (11), 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 (т.е. над отношением активных сил k_a). Для новой структуры с новым расположением частиц изменяется значение отношения F/R и сила f_0 и, следовательно, значение структурного коэффициента a (уравнение 10).

О степени выносливости возникающих структур можно судить по величине коэффициента a в уравнении (11): чем больше выносливость структуры, тем выше значение a . Поэтому для последовательных структур сохраняется логарифмический характер зависимости времени и деформаций, но коэффициент a на полуллогарифмическом графике ($\ln t - \gamma$) изменяется и график имеет вид ломанной. Эта линия описывает началь-

ную 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/.

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 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 (деориентация частиц), и время оседлой жизни связей между частицами уменьшается.

Процесс разрушения описывается уравнением (9). Так как оба уравнения (8) и (9) для предела мобилизации M , при $t = t_m$ должны давать один и тот же результат, имеем $t_0 = t_m$. Отсюда переписываем уравнение (9)

$$\dot{\gamma} = a \frac{\tau - \tau_p}{\gamma t_m^2} t. \quad (12)$$

Интегрируя это уравнение, получаем величину деформации в конечной фазе ползучести

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{2 \gamma t_m^2} t^2 + c. \quad (13)$$

Ускорение ползучести в фазе разрушения, описываемое уравнением (12) неадекватно для создания соответствия между действующим напряжением и деформацией, и 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 ломанной линии.



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	ρ кг·м ⁻³	ρ_s кг·м ⁻³	w %	ρ_d кг·м ⁻³	n %	e	S_r
40	1500	2410	82,1	820	66,0	1,94	1,00
76	1440	2500	72,0	840	66,5	2,00	0,90

Продолжение таблицы I

z м	w_L	w_P	I_P	$<0,002$ мм, %	Актив- ность	$tg \varphi'$	σ' 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 $\sigma_0 = c' \operatorname{ctg} \varphi'$, эквивалентного сцеплению грунта.

Опыты на ползучесть были проведены на простом кольцевом приборе на сдвиг. Всего было проведено 20 опытов (№ 12-31). Величина касательного напряжения в различных опытах колебалась между 0,20 и 0,55 от нормального. Опыты длились от 160 до 1865 дней (свыше 5 лет); четыре опыта продолжаются. 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 меньших уровнях 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. На рис. 2 показан промежуточный этап одного из опытов.

Экспериментальные точки на графиках ($t - \gamma$) не лежат на плавных 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 ломанной линии соответствуют переходу от одной структуры к другой. Резкие переходы показывают, что реорганизация структуры грунта происходит скачкообразно.

Последовательные отрезки ломанной 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 (деформация с постоянной скоростью) было ранее указано Бишопом /10/.

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

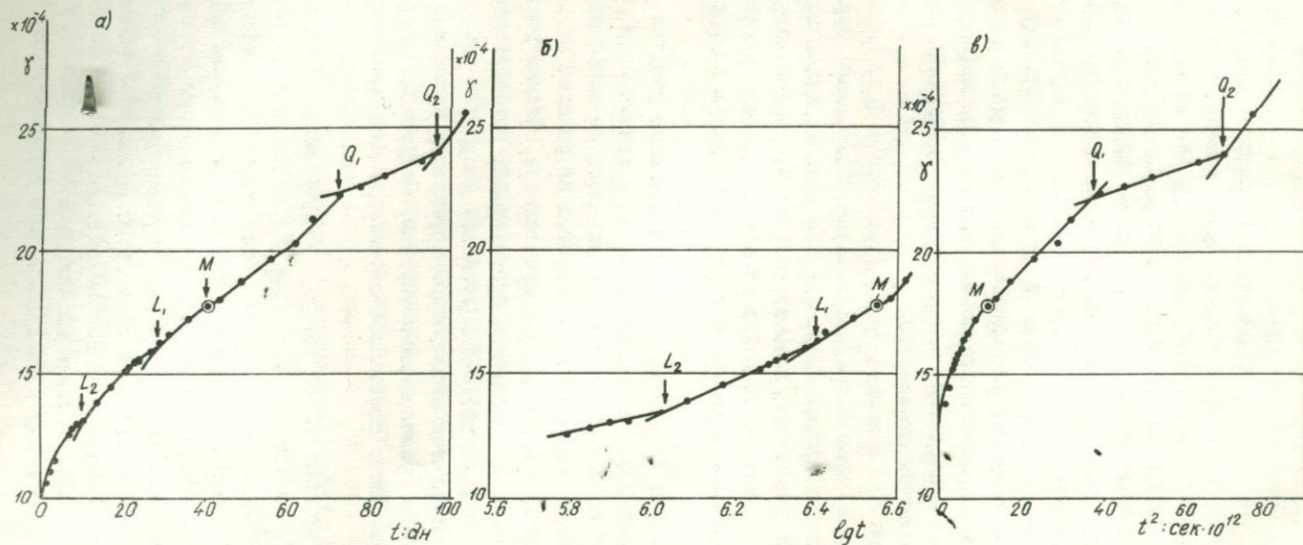


Рис.2. Промежуточный этап опыта № 26 на ползучесть ($\sigma = 50$ кПа, $\tau = 20$ кПа); а) кривая ползучести в арифметическом масштабе; б) кривая ползучести в полулогарифмическом масштабе; в) кривая ползучести в квадратическом масштабе; L_1 и L_2 - последняя и предпоследняя перестройки структуры в фазе мобилизации; M - предел мобилизации; Q_1 и Q_2 - первая и вторая перестройки структуры в фазе разрушения.

представляет собой также ломанную линию, состоящую из прямолинейных отрезков для последовательных структур грунта. Последовательные отрезки ломанной линии на графике ($t^2 - \gamma$) делаются все более пологими; это показывает, что каждая последовательная структура делается все менее деформируемой, т.е. более жесткой. Таким образом происходит постепенный переход избыточных сил сдвига в активные и уплотнение грунта.

Точки перелома Q_1 ломанной линии (рис. 2,с) перенесены на график ($t - \gamma$) и через экспериментальные точки проведены куски парабол (рис. 2,а). Из этих графиков видно, 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 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.

Кривые время - скорость деформации

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

$$\gamma = A_1 + b \lg t = A_1 + 0,43 b \ln t \quad (14)$$

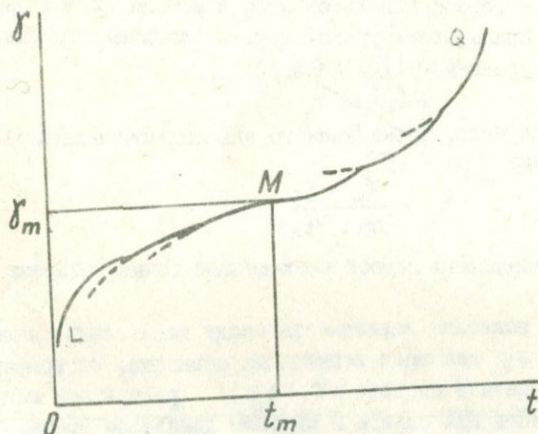


Рис.3. Схема кривых ползучести при сдвиге.
М - предел мобилизации; LM - фаза мобилизации; MQ - фаза разрушения.

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

$$\dot{\gamma} = 0,43 \text{ в/т} \quad (15)$$

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

$$\dot{\gamma} = A_2 + c \cdot t^2 \quad (16)$$

и

$$\dot{\gamma} = 2 \cdot c \cdot t \quad (17)$$

где A_2 — постоянная и c — тангенс угла, образованного отрезком ломанной линии с осью абсцисс. Эти экспериментальные уравнения (14–17) соответствуют их теоретическим партнерам (уравнения 8 и II–13). Применяя уравнения (15) и (17), были определены значения скорости ползучести 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.

Эквивалентная линия Е, соединяющая на рис. 2, в первую наблюдаемую точку с пределом мобилизации М показывает, как протекал бы процесс ползучести, если не было бы скачкообразной перестройки структуры, т.е. если бы скорость деформации равномерно убывала в соответствии с уравнением (15).

Эквивалентные линии важны для понимания механизма ползучести, хотя и не следует переоценивать строгости метода их получения. Эквивалентные линии описываются уравнением, аналогичным уравнению (14), откуда согласно уравнению (15) следует:

$$t \dot{\gamma} = 0,43 \text{ в}_e$$

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

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

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

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.

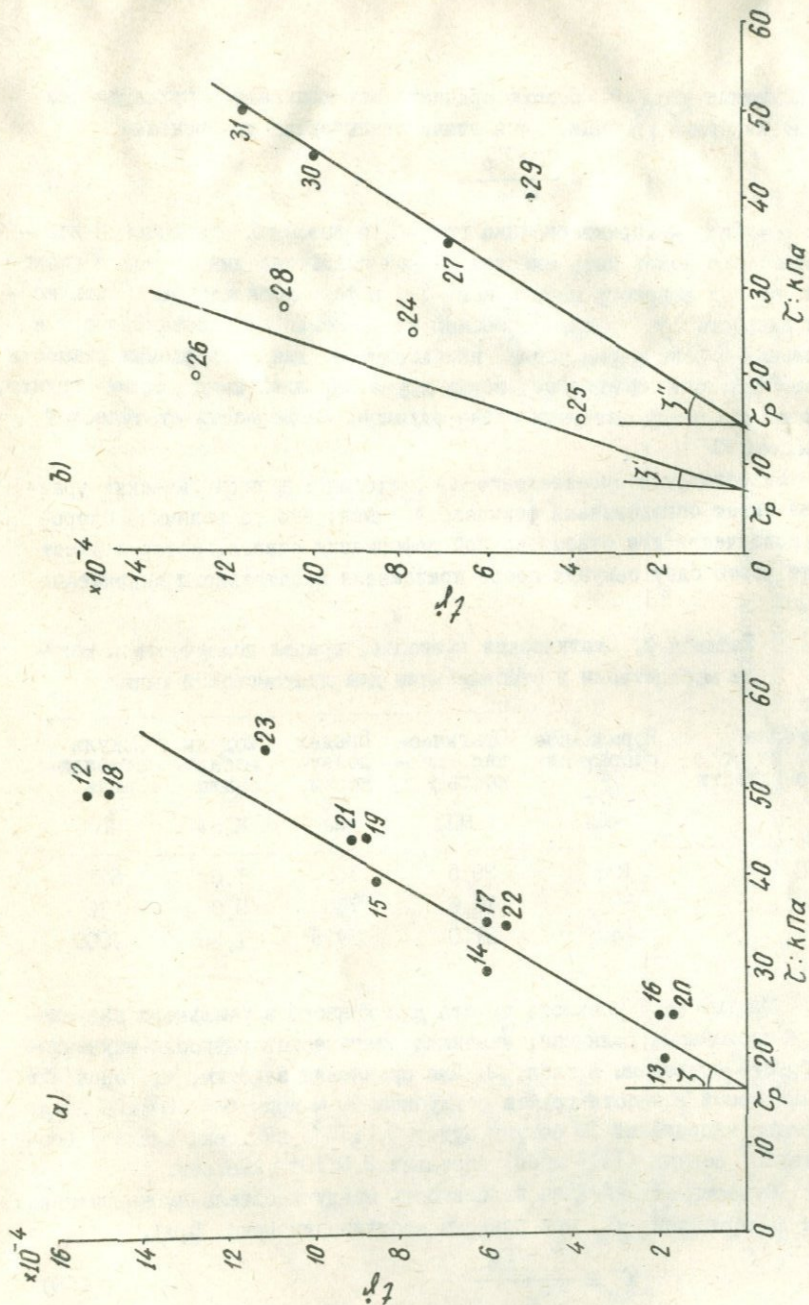


Рис. 4. Приведенные реологические кривые: а) грунт с глубины 40м, $\sigma_0 = 100$ кПа; б) грунт с глубины 76 м, $\sigma_0 = 50$ и 150 кПа.

образующими угол ψ с осью ординат; они называются приведенными реологическими кривыми. Эти линии описываются уравнениями

$$\gamma = \frac{\tau - \tau_p}{\gamma_t} \quad (18)$$

где $\gamma = \operatorname{tg} \psi$ — характеристика грунта, называемая статической вязкостью: она может быть определена как отношение динамической вязкости η к возрасту напряжений t в фазе мобилизации. Статическая вязкость γ 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 гЛ^{-2} .

Безразмерное произведение $t\gamma$, входящее в реологические уравнения имеет определенный физический смысл; это та величина скорости ползучести или относительной деформации сдвига, которую имеет грунт через одну секунду после приложения касательного напряжения.

Таблица 2. Статическая вязкость, предел ползучести и модули мобилизации и стабилизации для диатомитовой глины

Глубина взятия от поверхности	Нормальное напряжение σ	Статическая вяз- кость γ	Предел ползу- чести τ_p	Модуль мобили- зации G_m	Модуль стабили- зации G_s
$z, \text{ м}$	кПа	МПа	кПа	МПа	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. Для сравнения заметим, что 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 (рис. 5, в).

$$\gamma_m = \frac{\tau - \tau_p}{G_m} \quad (19)$$

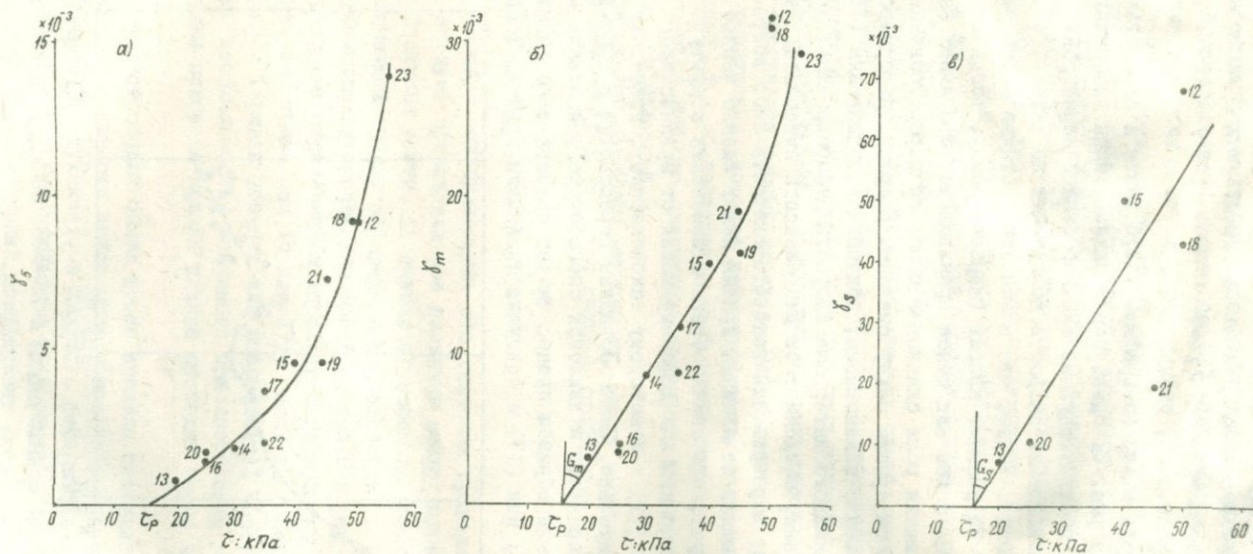


Рис.5. Деформация ползучести, как функция касательного напряжения; (грунт с глубины 40 м, $\sigma = 100$ кПа); а) деформация γ_5 при возрасте напряжений 5 секунд; б) деформация δ_m при пределе мобилизации М; в) деформация γ_s при пределе стабилизации S.

где G_m — модуль мобилизации; его значения приведены в табл. 2. Су-
ществует достаточно закономерная зависимость между касательным на-
пряжением τ и деформацией δ_5 за первые 5 секунд (рис. 5, а).

Присущие кривые

Зависимость между логарифмами деформации и скоростью дефор-
мации показана на рис. 6. Здесь вертикальные линии изображают величи-
ны деформации, соответствующие скачкообразной перестройке структуры;
белый кружок показывает скорость деформации до скачка, а черный кру-
жок — после скачка. Видно, что в начальной стадии опыта черные круж-
ки расположены на плавных кривых (жирные линии), тогда как белые
кружки размещены более или менее произвольно. Это имеет важное зна-
чение для понимания роли скачков в процессе деформирования.

В каждом интервале между скачками скорость деформирования из-
меняется совершенно закономерно, подчиняясь уравнениям (15) или
(17). К концу каждого интервала скорость деформирования имеет опре-
деленное значение, зависящее от длительности интервала. Далее про-
исходит скачок, в результате которого скорость либо возрастает, ли-
бо убывает. Так как на плавных кривых лежат именно черные кружки,
то отсюда следует, что скачкообразное изменение структуры имеет
назначением отклонить ход деформирования от предписанного уравне-
ниями (15) или (17) 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 (15) или (17) и присущим свойствам грунта. В свете тео-

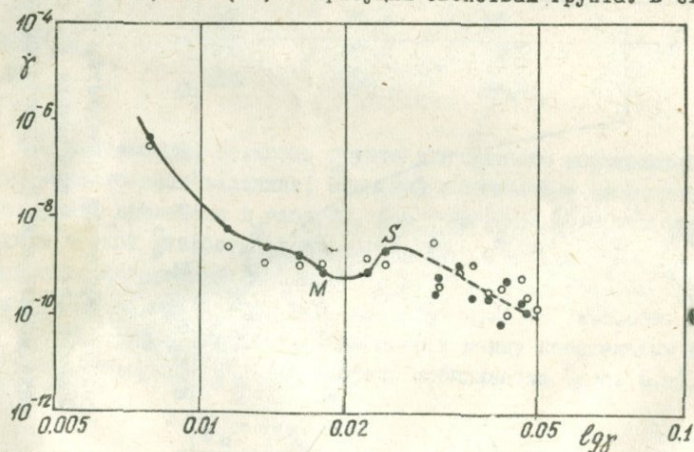


Рис. 6. Присущая кривая опыта № 26 ($\sigma = 50$ кПа, $\tau = 20$ кПа).

рий избыточных напряжений сдвига /5,20/, присущая кривая является отражением отношения активных сил k_a , характеризующего необходимый ход деформирования, а скачки – результатом разрядки накопленного отношения избыточных сил k_e , приводящего предписанный уравнениями (I5) и (I7) 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 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 (рис. 5,с); отсюда

$$\dot{\gamma}_S = \frac{\tau - \tau_p}{G_S} \quad (20)$$

где G_S – модуль стабилизации: его значения приведены в табл. 2.

Существует принципиальное различие между ходом ползучести в начальной стадии опыта, от начала процесса до предела стабилизации S и в конечной стадии от предела стабилизации до конца процесса. В начальной стадии образуется последовательный ряд структур; каждая из них обладает определенным характером деформации (затухание или ускорение, см. уравнения I5 или I7); 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. 6).

В конечной стадии опыта после предела стабилизации S указанные два элемента ползучести имеют противоположное направление; присущая кривая убывает (затухание), а скорость деформации для каждой структуры (уравнение I7) 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. Черные кружки располагаются более или менее произвольно относительно присущей кривой (жирный пункт на рис. 6).

Большие значения структурного коэффициента α 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 /II/, 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 (рис. 5,а), при пределе мобилизации (возраст напряжений около 15 дней) (рис. 5,в) и при пределе стабилизации (возраст напряжений около 150 дней, рис. 5,с) 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:

$$\gamma = c_\gamma (\sigma' + \sigma_0) \quad (21)$$

$$\tau_p = c_p (\sigma' + \sigma_0) \quad (22)$$

$$G_m = c_m (\sigma' + \sigma_0) \quad (23)$$

$$G_s = c_s (\sigma' + \sigma_0) \quad (24)$$

здесь c_γ , c_p , c_m , c_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 (21) до (24) оказались равными: $c_\gamma = 150$, $c_p = 0,07$, $c_m = 7,5$ и $c_s = 4,8$.

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 свыше 5 лет не показали прекращения ползучести (рис. 7); имеющиеся экспериментальные данные позволяют предполагать, что на логарифмическом графике ($\lg \dot{\epsilon}$ - $\lg t$) кривые средней скорости ползучести асимптотически приближаются к продолжению эквивалентных прямых.

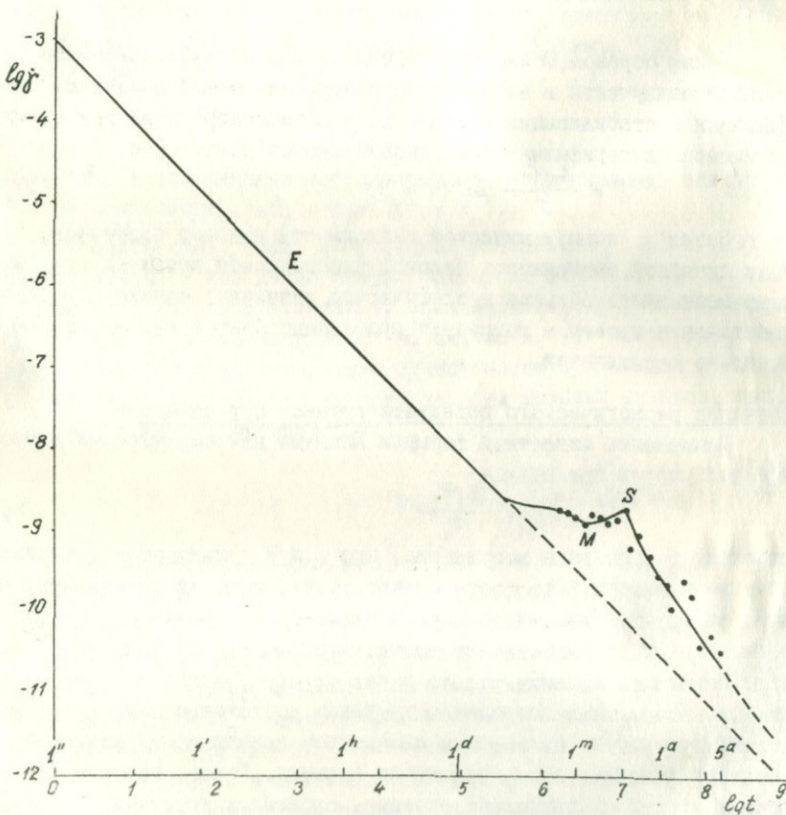


Рис. 7. Скорость ползучести при длительных испытаниях как функции времени (опыт № 26, $\sigma = 50$ кПа, $\tau = 20$ кПа, длительность опыта свыше 5 лет).

Возможно, что в развитой стадии стабилизации происходит за-
лечивание дефектов строения грунта и процесс продолжается как в
фазе мобилизации, описываясь уравнениями (8) и (II). Залечивание
дефектов строения в этой стадии было показано Вяловым /1, 2/. Таким
образом, при очень большом возрасте напряжений (свыше 10^9 секунд
или более 30 лет) средняя скорость ползучести при сдвиге при низ-
ких и средних уровнях напряжений уменьшается пропорционально вре-
мени

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\eta t} \quad (25)$$

Отсюда закон векового изменения динамической вязкости будет

$$\eta = \gamma t \quad (26)$$

Таким образом, можно пренебречь отклонениями, вызванными ус-
корением ползучести в начале фазы разрушения между пределами мо-
билизации и стабилизации и считать, что деформирование при сдвиге
подчиняется логарифмическому закону вековой ползучести

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_p}{\eta} \ln(t + 1) + C. \quad (27)$$

Закон логарифмической зависимости вековой ползучести (ур.
27) и линейной зависимости вековой динамической вязкости (ур. 26)
от времени имеет большое геологическое значение; однако, его экспе-
риментальная проверка потребует проведения опытов длительностью в
несколько десятилетий.

Уравнение реологического поведения грунтов при сдвиге

Применение известной формулы Бингема для определения скорос-
ти $\dot{\gamma}$ ползучести при сдвиге

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_0}{\eta} \quad (28)$$

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 (28) и известная реологическая модель Бингема могут адек-
ватно описывать явление только в тех случаях, когда со времени при-
ложения касательных напряжений протекло достаточно длительное время
и можно пренебречь дальнейшим изменением динамической вязкости, про-
исходящей в исследуемом промежутке времени. Таков, например, случай
деформации старых природных склонов, сложенных грунтами, обнаружи-
вающими ползучесть.

Очевидно, что если длительность исследуемого промежутка вре-
мени соизмерима с возрастом напряжений, необходимо учитывать измен-
чивость динамической вязкости.

Основываясь на законе векового изменения динамической вязкости (ур.26) целесообразно в таких случаях вместо уравнения Бингема пользоваться реологическим уравнением (25).

Следует отметить, что уравнение (25) удобно для применения в тех случаях, когда нормальное и касательное напряжения имеет постоянное значение. 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 предпочтительное напряженное состояние склонов выражать через коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу (уравнение I). Учитывая уравнения (I) и (2I), реологическое уравнение (25) может быть представлено так

$$\dot{\gamma} = \frac{tg \theta - tg \theta_p}{C_y t} \quad (29)$$

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

Реологическое тело, описываемое уравнениями (25) и (29) полностью отвечает поведению старых природных склонов, как и реологическое тело Бингема: поскольку, однако, в этих уравнениях учитывается влияние возраста напряжений на вязкость, они могут быть использованы для описания поведения грунтов после приложения касательных напряжений и при расчете деформируемости молодых склонов, например, откосов, выемок и насыпей.

Р е о л о г и ч е с к а я м о д е л ь

Для иллюстрации поведения глины при ползучести предлагается следующая реологическая модель грунта (рис. 8). Она состоит из трех частей /6/. Верхняя часть — упругое тело Гука N_a . Левая часть — пластическое тело Сен-Венана StV . Правая часть — упруго-вязкое релаксирующее разрушающееся тело с переменной вязкостью. Она состоит из пружины N_b , последовательно соединенной с рассверленным поршнем N с отверстиями S и перемещающимися 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 отверстий T поршня N оказывается часть отверстий T диска K . Такие сквозные отверстия показаны стрелками на рис. 7. 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 деформации при пределе разрушения 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 δ_m и тогда через змеевик Q протекает нагревающая жидкость (фаза разрушения).

Предлагаемое реологическое тело отличается от тела Шведова следующими важными особенностями:

I) змеевик Q с охлаждающей или нагревающей жидкостью модели-

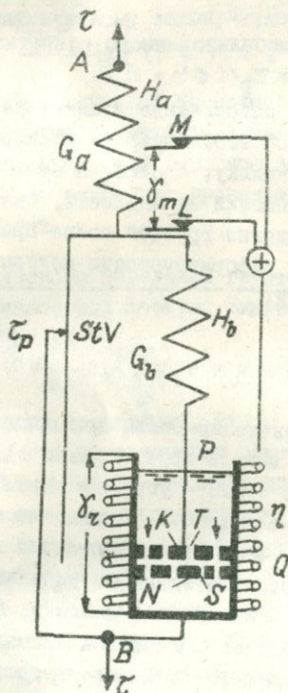


Рис.8. Реологическая модель глины.

рует 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 деформацию при пределе мобилизации γ_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 γ_r амортизатора моделирует полное разрушение образца после совершения определенной деформации.

Подробное описание реологического тела и вывод формул даются в другом месте /6/. Здесь приводятся только окончательные выражения. Деформация в фазе мобилизации равна

$$\gamma = \frac{\tau_p}{G_1} + \frac{\tau - \tau_p}{G_2} + \frac{\tau - \tau_p}{\gamma} \sum_{i=1}^{n_1} a_i \ln \frac{t_1 + \Delta t}{t_{i-1} + \Delta t} \quad (30)$$

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 $t = t_m$, $\gamma = \gamma_m$.

Деформация в фазе разрушения равна

$$\gamma = \gamma_m + \frac{\tau - \tau_r}{2\gamma t_m^2} \sum_{i=1}^{n_2} a_i (t_i^2 - t_{i-1}^2) \quad (32)$$

где $t_{i-1} = t_m$ 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.

В областях развития длительной ползучести нарушение устойчивости склонов (напр. при подрезке) или понижение сопротивляемости сдвигу грунтов может вызвать оползание. Для определения опасности оползания необходимо установление скорости ползучести. Эта проблема представляет собой большую важность также и для Венгрии, где в некоторых районах могут происходить оползни. С этой целью в Отделе геотехники при Будапештском Техническом университете был разработан инклинометр.

Оползень, имевший место в последнее время в Южной Венгрии дал возможность испытать прибор.

Ниже приведены результаты исследования устойчивости. Они сопровождаются результатами измерений, проведенных на участке.

Условия участка и анализ устойчивости.

Первоначальная поверхность грунта имела средний наклон $\epsilon = 16^\circ$ к горизонту. Для возведения сооружения подойма склона была подрезана. Спустя некоторое время произошло несколько оползней.

В качестве противооползневого сооружения была выстроена подпорная стенка (рис. 9), но и она вскоре разрушилась. Во время последнего оползня был сильно поврежден дом, находящийся над склоном (рис. 10). Грунтовые условия были изучены с помощью бурения и шурфования. На рис. II показан типичный разрез буровой скважины.

Склон сложен жесткими трещиноватыми глинами. Нижний пласт коричневого цвета, содержит тонкие желтые пропластки, расположенные приблизительно параллельно первоначальной поверхности грунта. Верхний пласт желтого и серого цвета. Он легко распадается на угловатые комки размером с кулак; на поверхности комков замечается белый, мылоподобный слой. Минералогические исследования показали, что эта глина представляет собой выветрелую разновидность глин нижнего пласта. Главный глинистый минерал монтмориллонит. Оба пласта имеют высокое содержание карбоната кальция. Часть его была выщелочена грунтовыми водами, просачивающимися через трещины вниз по склону. Вследствие этого, оставшийся в трещинах монтмориллонит имел достаточно пространства для впитывания воды и набухания, и в результате образовался мягкий, мылоподобный слой, обладающий низким сопротивлением сдвигу.

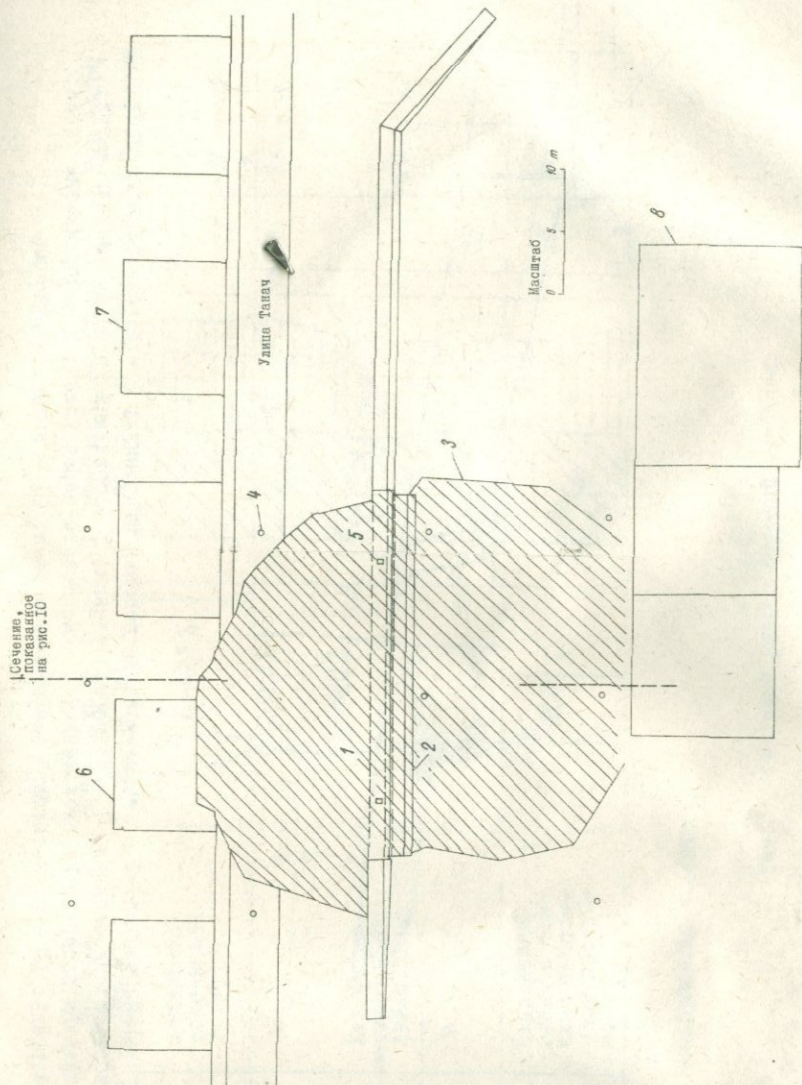


Рис.9. Ситуационная карта оползня. 1 - подпорная стенка до оползня; 2 - подпорная стенка после оползня; 3 - границы оползня; 4 - скважины; 5 - шурфы; 6 - поврежденный дом; 7 - существующие здания; 8 - новые сооружения.

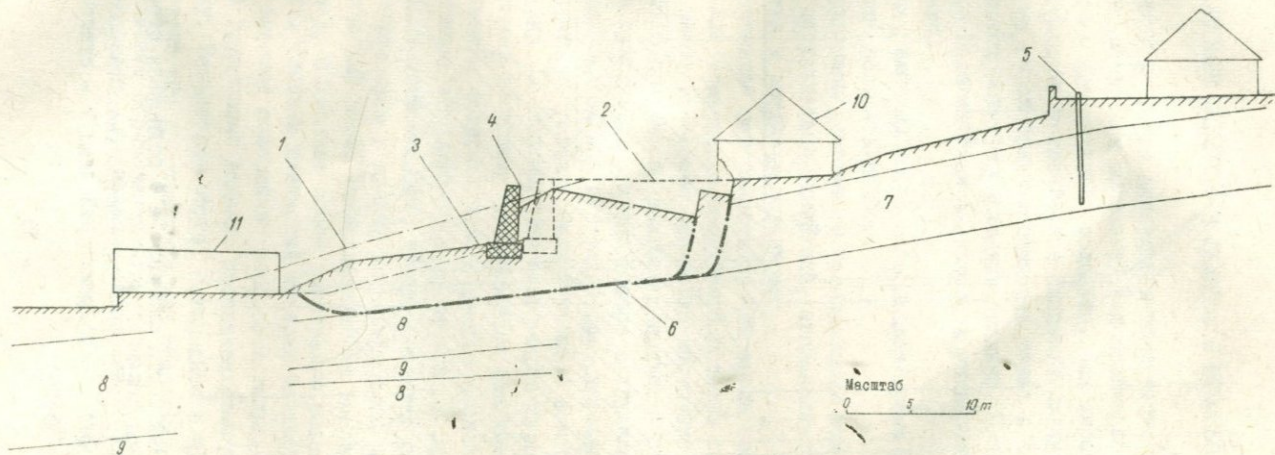


Рис.10. Грунтовый профиль. 1 - первоначальная поверхность земли; 2 - поверхность до оползня; 3 - поверхность после оползня; 4 - подпорная стенка; 5 - обсадная труба для инклинометра; 6 - предсказанная поверхность скольжения; 7 - желтовато-серая глина; 8 - коричневая глина; 9 - серый мергель; 10 - существующие поврежденные дома; 11 - новые сооружения.

глубина ниже поверхности земли в м

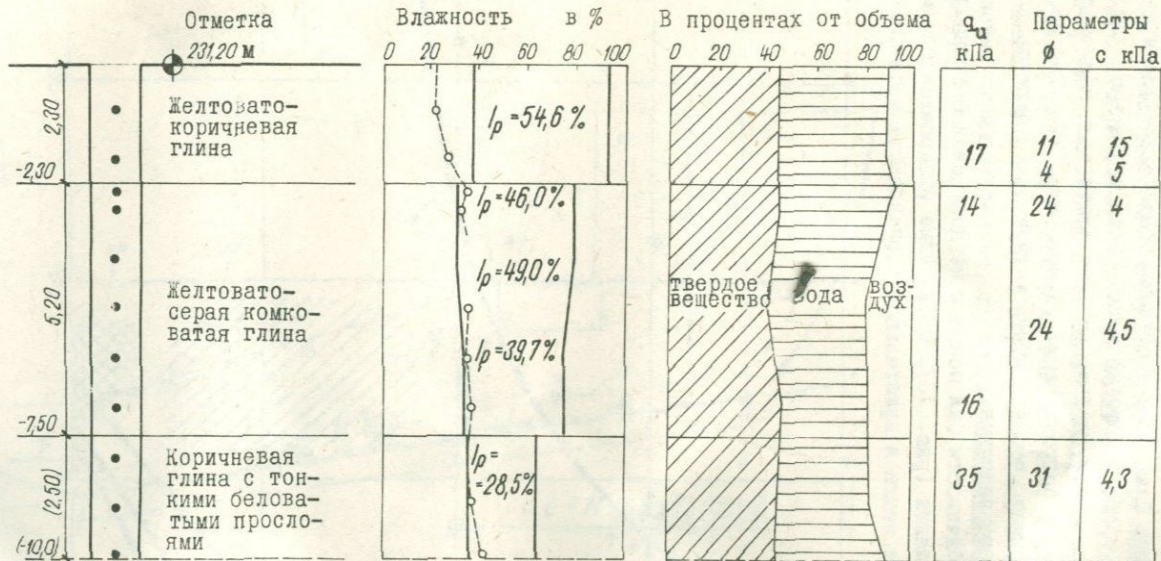


Рис. II. Типичный разрез буровой скважины.

Учитывая этот факт были проведены специальные опыты на прямой сдвиг вдоль трещин, которые могли рассматриваться, как потенциальные поверхности скольжения. Эти опыты дали наименьшее значение параметров сопротивления сдвигу (рис. 12). Тем не менее должно быть отмечено, что влажность грунта на глубине около 4 м была выше среднего значения.

Анализ устойчивости был основан на допущении составной поверхности скольжения (рис. 13). Скольжение вызывается силами активного давления земли и касательной составляющей веса блока. I-

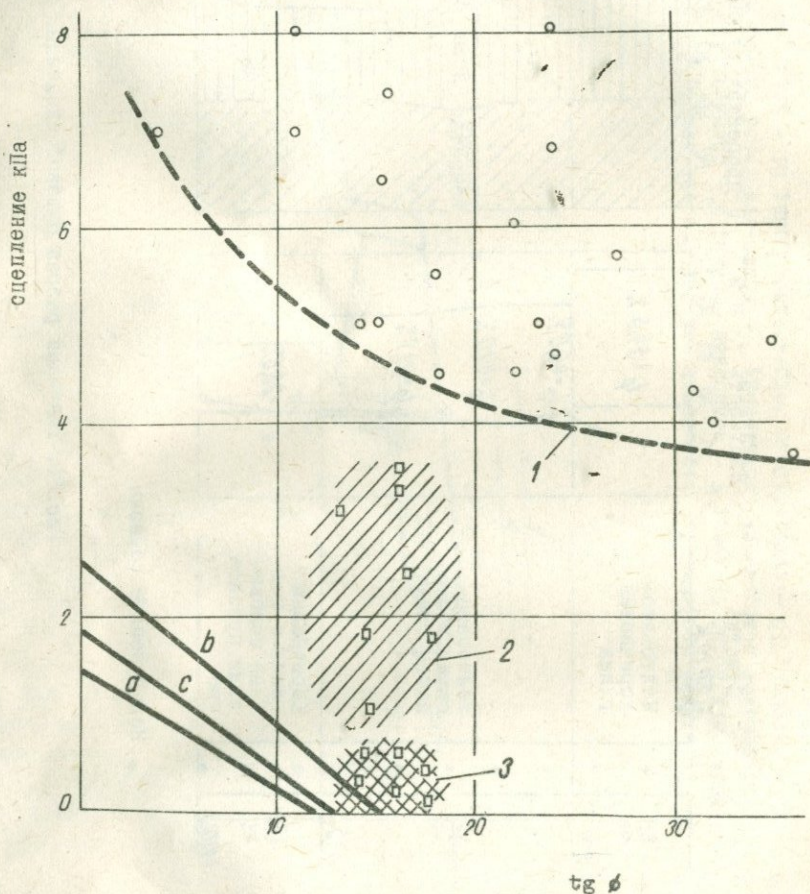


Рис. 12. Параметры сопротивления сдвигу срезанных образцов, взятых из I - буровых скважин; 2 - шурфов; 3 - шурфов (срез вдоль трещин).

2-3-4. Удерживающими силами являются сопротивление сдвигу по плоскости 2-4 и пассивное давление земли по вертикальному сечению 1-2. Наименьшее значение сопротивления сдвигу при скольжении ($\nu = 1$) определяется из уравнения, данного на рис. 13. Изменяя положение предполагаемой поверхности скольжения может быть определена критическая линия обрушения, требующая наибольшего сопротивления сдвигу.

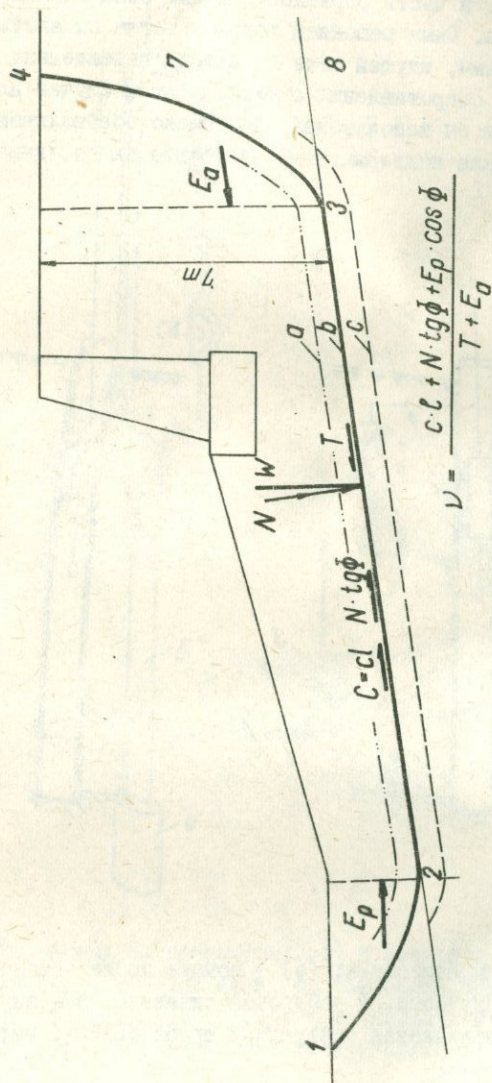


Рис. 13. Силы, действующие на сползающий блок.

Анализ устойчивости показал, что скольжение вероятно происходит вдоль плоской поверхности на глубине около 7 м. Практически это означает, что верхний слой глины сполз по нижнему трещиноватому пласту.

Вследствие ряда причин подпорная стенка подлежала реконструкции. Для уменьшения сдвигающих сил высота подпорной стенки была уменьшена, а часть обратной засыпки была удалена путем устройства откоса. Одним решением вопроса могла бы явиться укладка дренажной системы, идущей вниз по склону параллельно оси оползня для увеличения сопротивления сдвигу. В этом случае для стабилизации склона были бы использованы не только обезвреживающее влияние дренажа, но также поддерживающее действие на соседние грунтовые массы.

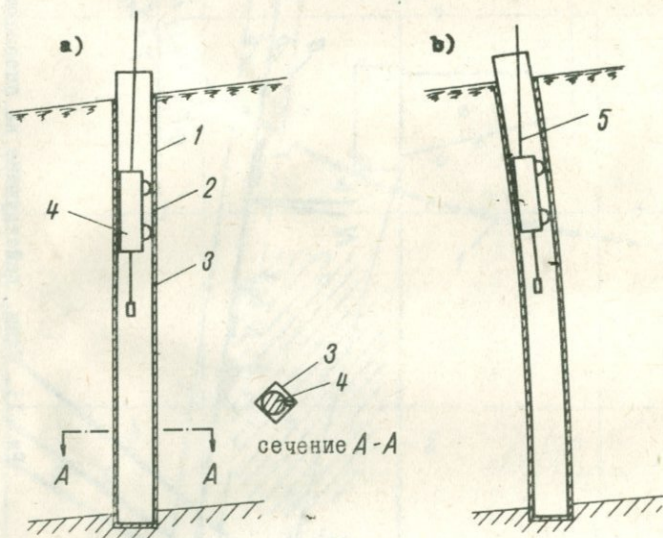


Рис.14. Принцип измерения: (а) - вскоре после установки; (б) - в процессе ползучести. 1 - буровая скважина; 2 - заполнение; 3 - тянутая алюминиевая квадратная труба 50x50x1 мм; 4 - инклинометр; 5 - кабель.

Нашей задачей было проверить устойчивость склона во время противооползневых работ. Применением инклинометра было возможно точно измерить боковые смещения с тем, чтобы было возможно в ранней стадии развития обнаружить потенциальное оползание и своевременно осуществить предохранительные меры.

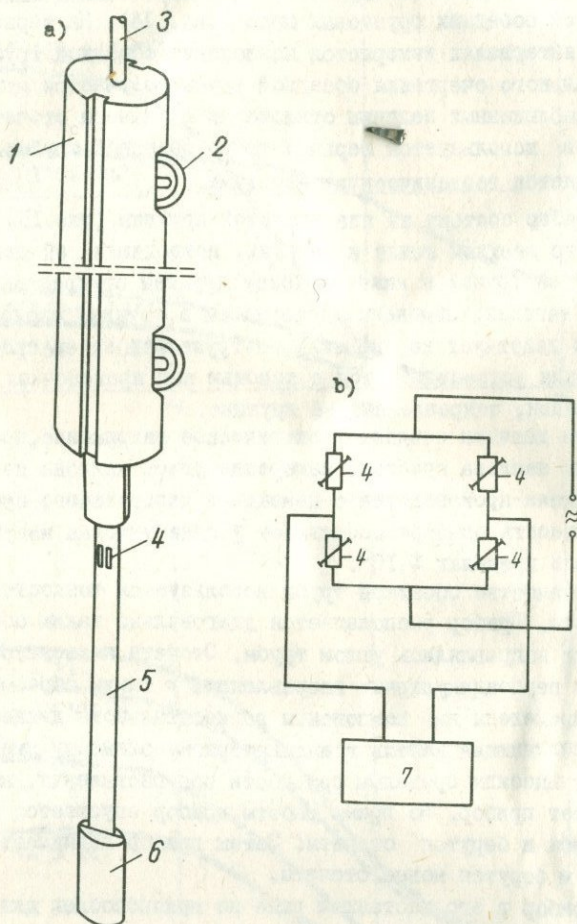


Рис. 15. Схема инклинометра: (а) и электрическая схема (б)
 1 - каретка; 2 - колесико под давлением пружины; 3 - электрический кабель; 4 - датчики сопротивления; 5 - пластинчатая пружина; 6 - груз; 7 - индикаторный элемент.

Измерения с помощью инклинометра

Этот метод был использован для определения бокового перемещения не только на поверхности грунта, но и под ней. С этой целью в буровой скважине в почти вертикальном положении устанавливается гибкая обсадная труба. После заполнения пространства между обсадной трубой и стенками буровой скважины, обсадная труба следует за движением соседних грунтовых масс (рис. 14). На заранее установленных интервалах измеряется наклонение обсадной трубы. Профиль вертикального очертания обсадной трубы получается путем интегрирования наблюдаемых величин отклонений от начала отсчетов. За начала отсчетов используется верхняя точка обсадной трубы; ее положение определяется геодезическими методами.

Прибор состоит из пластинчатой пружины (рис. 15), закрепленной в его верхнем конце и тележки, позволяющей ей двигаться вдоль квадратной трубы; к нижнему концу пружины прикреплен груз, образующий маятник. Изменения деформации в пружине происходят, когда маятник действует как консоль, нагруженная на ее свободном конце; деформация устанавливается с помощью пар проволочных датчиков сопротивления, закрепленных на пружине.

Эти датчики создают электрическое напряжение, пропорциональное углу наклона прибора; измерение углов наклона по отношению к вертикали производится с помощью измерительного прибора. Чувствительность прибора составляет $\pm$ одна угловая минута для углов наклона в пределах $\pm 10^\circ$.

В качестве обсадной трубы используется тонкостенная квадратная труба. Прибор располагается диагонально таким образом, чтобы колесики направлялись углом трубы. Отсчеты наклона берутся в двух взаимно перпендикулярных направлениях и таким образом легко могут быть определены две компоненты горизонтального движения.

Соединяющий кабель к индикаторному элементу имеет стальной трос с высоким пределом прочности при растяжении, который поддерживает прибор. Во время работы прибор опускается ко дну обсадной трубы и берутся отсчеты. Затем прибор поднимается ступенями по 0,5 м берутся новые отсчеты.

Прибор в его настоящем виде не приспособлен для измерения под уровнем грунтовых вод. Для этого маятник должен быть помещен в водонепроницаемой трубе. Применение масла в трубе период колебаний маятника может быть уменьшен.

Внутренние размеры тянутой алюминиевой обсадной трубы 50 x 50 мм. Толщина ее стенок 1 мм; поэтому она вероятно является достаточно гибкой для того, чтобы иметь возможность следовать за

движением прилегающих грунтовых масс. К сожалению, вследствие ограниченной длины (6,5 м), предсказанная глубина поверхности скольжения не была достигнута.

Начальные отсчеты были произведены в апреле 1974 г. Дальнейшие движения были вычислены по отношению к этой дате. Значения

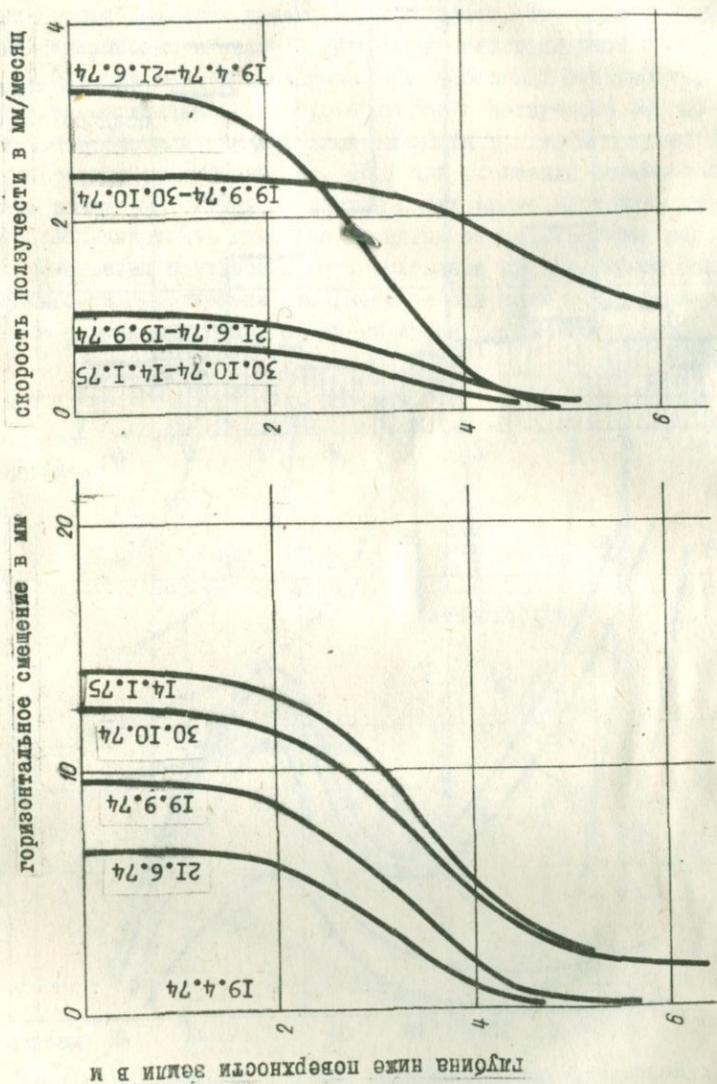


Рис. 16. Результаты наблюдений за инклинометром.

смещения и скорости движения видны из рис. 16. До сентября смещался только верхний пласт. Затем произошло внезапное изменение. Линии измерений, произведенных в октябре и ноябре параллельны. Этот факт показывает, что произошло существенное движение в нижнем пласте.

Затем вновь происходило лишь смещение верхнего пласта.

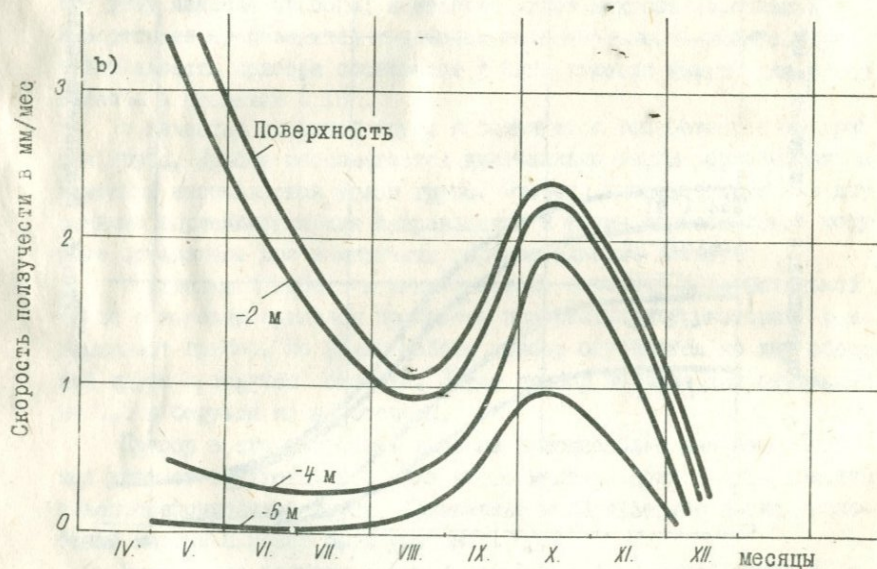
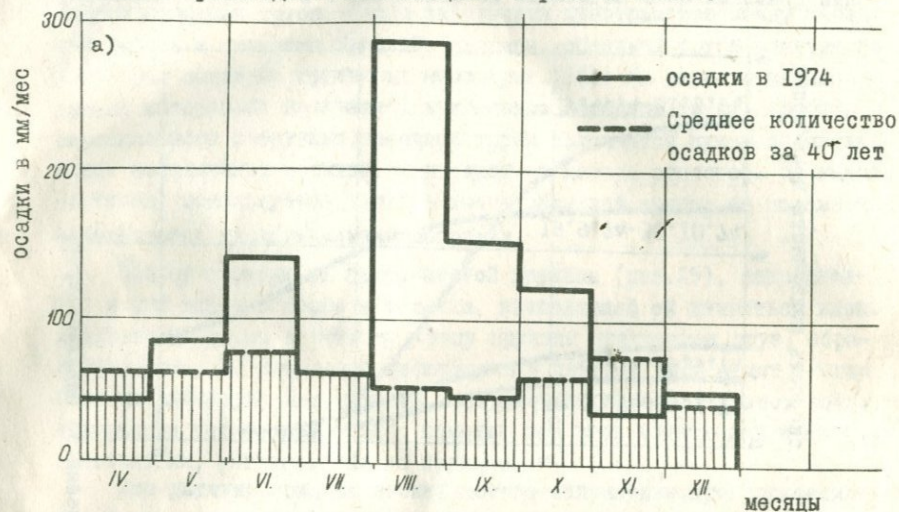


Рис.17. Корреляция между осадками (а) и скоростью ползучести

Корреляция между осадками и скоростью ползучести показана на рис. 17. Можно видеть, что конец лета и осень были исключительно дождливыми. Количество осадков в 3-5 раз превышало среднее. В нижней части чертежа представлены скорости движения поверхности и точек на трех различных глубинах. Как указывалось выше, в весеннее время двигался только верхний пласт. Это движение было вызвано отрывками в связи с реконструкцией подпорной стенки.

В течении лета происходила лишь небольшая ползучесть, но вскоре после дождливого августа скорость ползучести быстро увеличилась и произошли значительные смещения в нижнем пласте. Этот факт особенно заметен на рис. 18. Очаг оползания переместился в нижнее положение. Затем произошли очень малые движения, показывающие стабилизирующее действие принятых оздоровительных мер.

Измерения подтвердили существование предсказанной анализом устойчивости поверхности скольжения и они дали также ценные данные для корреляции между осадками и скоростью ползучести.

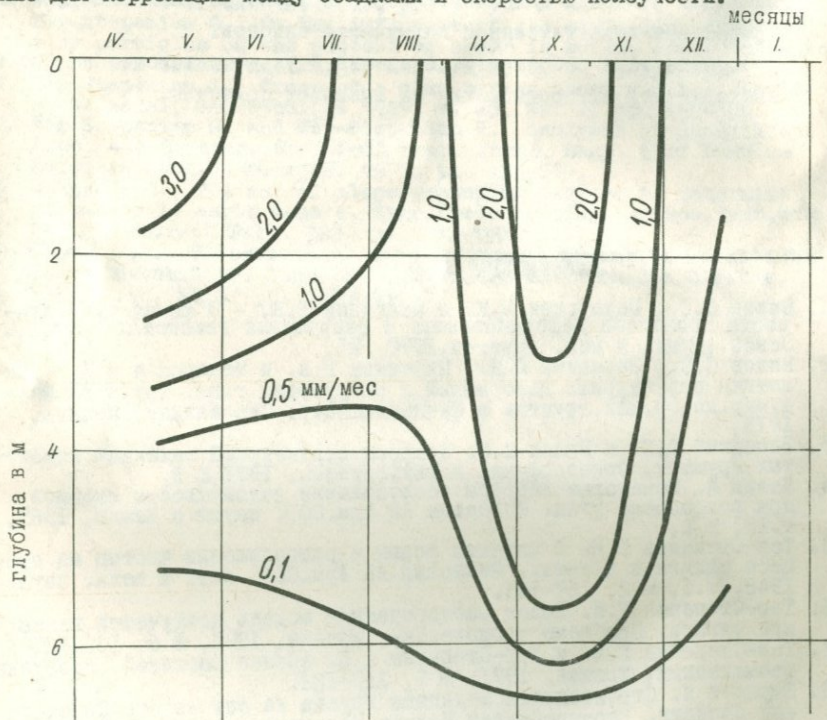


Рис. 18. Скорость ползучести за протекшее время.

Одной из ближайших задач исследований механизма оползней является установление пространственно-временных соотношений между реологическими свойствами грунтов, слагающих склоны и их поведением в природной обстановке. Эта важная проблема должна рассматриваться с двух сторон. С одной стороны, должно быть выяснено реологическое поведение грунтов при сдвиге при длительном воздействии постоянных касательных напряжений, а с другой стороны должны быть изучены глубинные деформации грунтов на склонах в конкретной геолого-гидрогеологической обстановке. Описываемые в настоящем отчете результаты совместных работ Армянской и Венгерской академий наук показывают целесообразность применения понятий о коэффициенте статической вязкости, показателе вязкости и законе динамической вязкости при расчете ползучести склонов. Они также показали целесообразность применения инклинометров для определения хода глубинной ползучести склонов.

Совместные работы двух Академий наук дали хорошее начало и необходимость их продолжения не вызывает сомнения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вялов С.С., Пекарская Н.К. и Максимьяк Р.В. - О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. Основ., фонд. и мех. грунтов, 1970, №1.
2. Вялов С.С., Зарецкий Ю.К., Максимьяк Р.В. и Пекарская Н.К. - Кинетика структурных деформаций и разрушения глин. Труды УИИ Международ. конгр. мех. грунтов и фундаментостр. Стройиздат, Москва, 1973.
3. Зарецкий Ю.К. и Вялов С.С. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. Основ., фонд. и мех. грунтов, 1971, № 3.
4. Кевди А. Некоторые вопросы исследования устойчивости склонов при разработке угля. Известия АН Арм. ССР, науки о Земле, 1965, т. 18, № 2.
5. Тер-Степанян Г.И. О влиянии формы и расположения частиц на процесс сдвига в грунтах. Известия АН Арм. ССР, ест. и техн. наук, 1948, т. 1, № 2, 167-185.
6. Тер-Степанян Г.И. Новая реологическая модель ползучести глины при сдвиге. Проблемы геомеханики, Ереван, 1973, № 6, 108-127.
7. Тер-Степанян Г.И. и Тер-Степанян А.Е. Анализ оползней. Проблемы геомеханики, Ереван, 1971, № 5, 113-122.
8. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. Госстройиздат Москва-Ленинград, 1933.
9. Терцаги К. Механизм оползней. Сб. "Проблемы инженерной геологии" Изд. Мир, Москва, 1958, № 1, 174-219.

10. Bishop A.W., The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture. Géotechnique 1966, v.16, No.2, pp. 91-128.
11. Bishop A.W. and Lovenburry H.T., Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc. 7th Intern.Conf. Soil Mech.Found.Engg., Mexico 1969, v.1, pp. 29-37.
12. 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, pp. 111-159.
13. Eyring H., Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. Journ. Chem. Phys. 1936, v.4, pp.283-291.
14. Glasstone S., Laidler K. and Eyring H., The theory of rate processes. New York, McGraw Hill 1941.
15. Hanna T.H., Foundation instrumentation, Ser. Rock Mech. Trans. Tech. Publications 1973, Bd. 1, H. 3, Clausthal-Zellerfeld, FRG.
16. Kézdi Á., Biczók E. és Nagy Á., Lejtőkészítés mérése. Mélyépítéstudományi szemle XXV, évfolyam 1975, 6. szám., 265-268.
17. Mitchell J.K., Shearing resistance of soils as a rate process. Journ. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., v.94, SM1, pp.29-61.
18. 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, SM 1, pp. 231-253.
19. Scott R.F. and Ko H.Y., Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 7th Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Mexico 1969, State-of-the-Art vol., pp. 1-47.
20. 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, pp. 112-116.
21. Ter-Stepanian G., Creep of a clay during shear and its rheological model, Géotechnique 1975, v. 25, No. 2, pp. 299-320.
22. Ter-Stepanian G. and Ter-Stepanian H., Analysis of landslides. Proc. 4th Budapest Conf. Soil Mech. Found. Engg. (3rd Danube-European Conf.), Budapest 1971, pp. 499-504.
23. Wilson S.D., The use of slope measuring devices to determine movements in earth masses. Symp. Field testing, Am. Soc. Test. Mat. 1962, Spec. Tech. Publ. 322, pp. 187-198.
24. Wilson S.D., Observational data on ground movements related to slope instability. Journ. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Eng. 1970, v.96, SM 5, pp. 1519-1544.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Էլօազօ	5
Աղաղաղ	7
Preface	9
О ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНЫ ПРИ СДВИГЕ	II
Теоретические исследования	-
Экспериментальные исследования	18
Реологическая модель	31
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЛОНОВ С ПОМОЩЬЮ ИНКЛИНОМЕТРА	34
Заклүчение	46
Литература	-

ВФ 07754 Заказ 828 Тираж 500 Цена 25 коп

Сдано в производство II/X - 1976

Подписано к печати II/X - 1976

Печ. 3,0 л. Изд. 3,0 л. Бумага № I 60 x 90 I/I6

Издательство Академии наук АрмССР

375019 Ереван 19 Барекамутян 24 г

Эчмиадзинская типография

Цена 25 коп.

18851