

ПРИМЕНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ОБРАТНЫХ РЕОЛОГИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМИРУЕМОСТИ СКЛОНОВ¹

Член-корр. АН АрмССР, профессор, докт. техн. наук Г. И. ТЕР-СТЕПАНЯН²
и физик С. С. СИМОНЯН³

Реферат. Описываются методы обратных расчетов склонов, позволяющие определить реологические параметры сопротивления и ползучести грунтов *in-situ*. Обратные расчеты перворазовых оползней в начальный момент обрушения дают значение полевого пикового сопротивления сдвигу грунта, а в конечный момент — полевого остаточного сопротивления сдвигу. При анализе двух и более оползней, развивающихся в одинаковых геологических и гидрогеологических условиях возможно получение всех параметров сопротивления сдвигу. Полученные параметры сопротивления сдвигу могут быть применены при решении задачи устойчивости склонов. Приводится пример обратного расчета обрушившейся земляной плотины. Обратный расчет склона, находящегося в фазе глубинной ползучести, позволяет определить реологические параметры ползучести — предел ползучести и вязкость грунта. Приводятся формулы для использования результатов инклинометрических измерений на склонах при определении реологических параметров ползучести. Полученные параметры ползучести могут быть применены при решении задачи деформируемости склонов. Реологические параметры грунтов, полученные путем обратных расчетов, свободны от ограничений, связанных с масштабным эффектом, небольшой длительностью лабораторных испытаний и влиянием нарушения структуры при взятии образцов и их испытании; будучи средними величинами, они являются более надежными, чем лабораторные данные, и требуют меньших значений коэффициента запаса.

Следует различать две основные проблемы, относящиеся к поведению склонов: устойчивость склонов и деформируемость склонов. Рассмотрим их последовательно.

УСТОЙЧИВОСТЬ СКЛОНОВ

Постановка задачи. Проблема устойчивости склонов является наиболее старой и практически наиболее важной. Решение задачи основано на сравнении удерживающей и смещающих сил, действующих на грунтовые или скальные массы, ограниченные поверхностью скольжения. Для определения удерживающих сил применяются результаты лабораторных испытаний на сдвиг. Параметры сопротивления сдвигу, получаемые испытанием в различных типах приборов (трехосного сжатия, простого сдвига, кольцевого сдвига и пр.), рассматриваются как независимые от времени.

Этот подход имеет серьезные ограничения, так как лабораторные опыты проводятся довольно быстро и образцы грунта малы. Известно, что сопротивление сдвигу грунтов уменьшается со временем и стремится к значительно меньшей по величине длительной прочности. Далее, за исключением испытаний в кольцевом приборе, смещения в

¹ Доклад, представленный Третьему Международному конгрессу по инженерной геологии в Мадриде в 1978 г.

² Зав. Лабораторией геомеханики ИГИС АН АрмССР.

³ Старший инженер Лаборатории геомеханики ИГИС АН АрмССР.

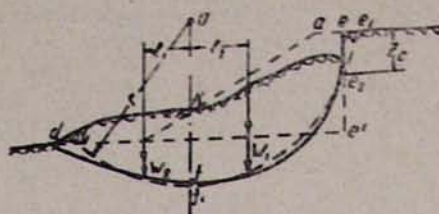


Рис. 1. Обратный расчет оползня (по Терцаги и Пеку, 1958, с добавлением); z_c — глубина трещины растяжения.

Նկ. 1. Սղախի հակադարձ հաշվարկ (բաժնի Տերցազի և Քեկ, 1958, ավելացումով)։
 z_c — ձգման ճեղքի խորությունը

Fig. 1. Back analysis of a slide (after Terzaghi & Peck 1948, with addition); z_c is the depth of a tension crack.

зоне сдвига образцов при испытании весьма малы по сравнению с теми, которые происходят в природе. Известно, что сопротивление сдвигу грунтов при больших деформациях уменьшается и стремится к значительно меньшему остаточному сопротивлению сдвигу. Наконец, во всех типах лабораторных опытов возможность моделирования сложных геологических и гидрогеологических особенностей конкретных склонов полностью исключена. В этих условиях расчеты устойчивости склонов, основанные на лабораторных параметрах сопротивления сдвигу, могут оказаться недостаточными и может быть признано более целесообразным применение данных, найденных из анализа поведения склонов в природной обстановке.

Эта вероятность была впервые показана Терцаги и Пеком (1958), которые описали метод определения среднего сопротивления сдвигу грунтов на основе данных об оползании (рис. 1). Полевыми измерениями устанавливается глубина трещин растяжения z_c и форма поверхности скольжения; реальная линия скольжения dfe заменяется дугой круга $d_1f_1e_1$, имеющей радиус r и центр O . Из условия равновесия получаем сопротивление сдвигу s в начале обрушения

$$s = (W_1 l_1 - W_2 l_2) / r \cdot d_1 e_1, \quad (1)$$

где W_1 — вес полоски $akfc$, которая вызывает обрушение, и W_2 — вес полоски kbd_1f , которая сопротивляется ему. Этот метод не может быть применен, если поверхность скольжения даже приблизительно невозможно заменить дугой круга.

Определение параметров сопротивления сдвигу обратным расчетом

Целесообразно проанализировать эту проблему дальше. Предположим, что грунты являются нетрещиноватыми, переконсолированными глинами и что на склоне до того не происходило оползней, то есть обрушение является первичным оползнем (Skempton, 1970). Тело $dbkafe$ соответствует началу натурального эксперимента. Так как пиковые условия достигаются после сравнительно малых смещений, полученное значение сопротивления сдвигу s (уравнение 1) равняется среднему значению полевого пикового сопротивления сдвигу $\bar{\tau}_i$

$$\bar{\tau}_i = (W_1 l_1 - W_2 l_2) / r \cdot d e_2, \quad (2)$$

Оно соответствует среднему полному нормальному напряжению $\bar{\sigma}$

$$\bar{\sigma} = (W_1 + W_2) / d e', \quad (3)$$

где $d e'$ — проекция поверхности скольжения на горизонталь. Очевидно, что положение тела $dgkhf$ должно рассматриваться как конец натурального эксперимента и соответствовать остаточным условиям. Применяя ту же операцию, получаем среднее значение полевого остаточного сопротивления сдвигу

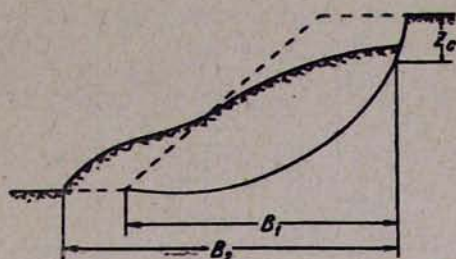
$$\bar{\tau}_r = (W'_1 l_1 - W'_2 l_2) / r \cdot d e_2, \quad (4)$$

где W'_1 — вес полоски hkf и W'_2 — вес полоски $dgkhf$. Вычитывая из

Рис. 2. Горизонтальная проекция оползневого тела в начале (B_1) и в конце (B_2) обрушения склона; z_c —глубина трещины

Նկ. 2. Ուղիղահայի ժամանի հորիզոնական պրոյեկցիան լանդի փլման սկզբում (B_1) և վերջում (B_2). z_c — ձգման ձևերի խորությունը:

Fig. 2. Horizontal projection of the sliding body at the beginning (B_1) and at the end (B_2) of the slope failure; z_c in the depth of a tension crack.



среднего полного нормального напряжения $\bar{\sigma}$ поровое давление, действующее по поверхности скольжения, полученное путем прямых измерений на склоне или на основании оценок, получим среднее эффективное нормальное напряжение $\bar{\sigma}'$.

Различаются случаи обрушения основания и обрушения склона (Терцаги и Пек, 1958). На рис. 1 показан случай обрушения основания; легко видеть, что в этом случае горизонтальная проекция после обрушения заметно не изменяется. Поэтому среднее нормальное напряжение $\bar{\sigma}$ остается неизменным, если только не имела места потеря оползшего материала. В случае обрушения склона (рис. 2) поверхность скольжения пересекает поверхность склона у его подошвы или выше его, и горизонтальная проекция B_1 контакта оползневого тела с его ложем может существенно измениться ($B_2 > B_1$); поэтому должно быть внесено соответствующее изменение в вычислении $\bar{\sigma}$ (ур. 3).

Применяя уравнение Скемптона (1967) для остаточных условий

$$\tau_r = c_r + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_r', \quad (5)$$

где $c_r \approx 0$, получаем параметр полевого сопротивления сдвигу

$$\operatorname{tg} \bar{\varphi}_r = \bar{\tau}_r / \bar{\sigma}'. \quad (6)$$

Если в одних и тех же геологических условиях были измерены два или несколько оползней, то можно получить более полную информацию о полевого сопротивлении сдвигу грунтов. Для большего обобщения допустим, что первый оползень представляет собой обрушение основания, а второй оползень—обрушение склона. Обозначим составляющие среднего напряжения, действующие на поверхность скольжения в начале первого оползня через $\bar{\sigma}'_1$ и $\bar{\tau}'_{1r}$, а в конце $\bar{\sigma}'_1$ и $\bar{\tau}'_{1r}$; то же для второго оползня в начале $\bar{\sigma}'_{2b}$ и $\bar{\tau}'_{2b}$ и в конце $\bar{\sigma}'_{2e}$ и $\bar{\tau}'_{2e}$; условно принято, что поровое давление отсутствует.

На рис. 3 в координатной системе $(\bar{\sigma}' - \tau)$ показаны средние полевые значения напряжения. Проводя прямую через точки, соответствующие пиковым условиям, получаем линию разрушения AB Кулона-Терцаги с параметрами среднего полевого пикового сопротивления сдвигу c' и φ' и среднего полевого всестороннего давления связности $\sigma_0 = c' \operatorname{ctg} \varphi'$, выраженных через эффективные напряжения. Продолжая ту же процедуру в отношении точек, соответствующих остаточным условиям, находим линию обрушения CD Скемптона с параметрами среднего полевого остаточного сопротивления сдвигу c_r и φ_r , выраженными через эффективные напряжения.

Описанная методика делает возможным определение значений параметров полевого сопротивления грунта, свободных от ограниче-

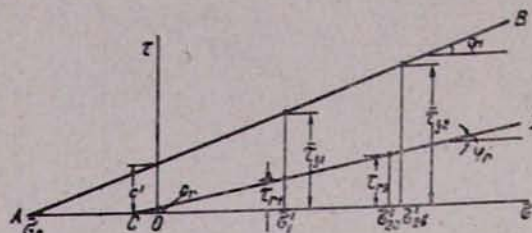


Рис. 3. Полевые значения параметров сопротивления сдвигу грунта в пиковых (AB) и остаточных (CD) условиях, полученные путем обратного расчета двух оползней. Первый оползень является обрушением основания, а второй — обрушением склона. В последнем случае средние нормальные напряжения в начале ($\bar{\sigma}_{2b}$) и в конце ($\bar{\sigma}_{2e}$) обрушения несколько отличаются друг от друга, см. рис. 2.

նկ. 3. երկու սողանքների հաշվարձ հաշվարկի միջոցով ստացված պիկային և մնացորդային պայմաններում գրունտի սահմի դիմադրության պարամետրերի դաշտային արժեքներ: Առաջին սողանքը հիմքի փլուզմն է, իսկ երկրորդը՝ լանջի փլուզմը: Վերջին դեպքում միջին նորմալ լարումները փլուզմ սկզբում ($\bar{\sigma}_{2b}$) և վերջում ($\bar{\sigma}_{2e}$) մի փոքր տարբերվում են մեկը մյուսից, տե՛ս նկ. 2:

Fig. 3. Field values of the shear strength parameters of soils for the peak and residual conditions obtained by back analysis of two slides. The first slide is a base failure and the second one is a slope failure. In the last case the average normal stresses at the beginning ($\bar{\sigma}_{2b}$) and at the end ($\bar{\sigma}_{2e}$) of failure differ slightly from one another, see Fig. 2.

ний, вызванных неизбежным нарушением грунта во время взятия образцов, масштабным эффектом и невозможностью моделирования геологических и гидрогеологических условий.

Более того этот метод позволяет оценить напряженное состояние других склонов, находящихся в тех же геологических условиях. Средний коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу $\bar{tg}\bar{\theta}$ по потенциальной поверхности скольжения для любого склона будет равен

$$tg\bar{\theta} = \bar{\tau} / (\bar{\sigma}_0 + \bar{\sigma}'). \quad (7)$$

Эта поверхность должна быть найдена применением известного метода пробного определения положения наиболее опасной дуги круга скольжения.

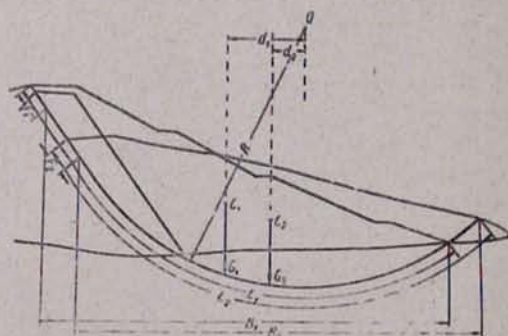
Опасность оползания или развития глубинной ползучести может быть оценена степенью мобилизации сопротивления сдвигу D_m

$$D_m = \bar{\tau} / \tau_f = \bar{tg}\bar{\theta} / tg\bar{\phi} = 1/F, \quad (8)$$

Рис. 4. Обратный анализ обрушения откоса земляной плотины; поперечное сечение плотины до и после обрушения.

նկ. 4. Հողային ամրառակի շերտի հաշվարձ հաշվարկ. ամրառակի լայնակի կտրվածքը մինչև փլուզմ և փլուզմից հետո

Fig. 4. Back analysis of the slope failure of an earth dam; cross-section of the dam before and after failure



которая представляет собою величину, обратную коэффициенту запаса F . В последнее время обратные расчеты обрушения склонов были применены Скемптоном при изучении устойчивости откосов в коричневых Лондонских глинах (Skempton, 1977).

Пример определения параметров сопротивления сдвигу

В качестве примера применения указанных положений произведем анализ оползания низового откоса земляной плотины у ее примыкания. Примыкание сложено глинистым склоновым делювием. Плотина имеет укатанное глинистое ядро и призмы из суглинка. Разрез по оси оползания плотины показан на рис. 4.

По данным полевых измерений, поверхность скольжения в верхней части склона, в пределах стенки отрыва, плоская, а далее она постепенно переходит в круглоцилиндрическую.

Поверхность скольжения проходит через глинистое ядро плотины и делювий в основании плотины, захватывая последний до глубины 50 м. Центр круглоцилиндрической поверхности скольжения находится в точке О. Радиус поверхности скольжения $R=59$ м. На рис. 4 показано сечение плотины до обрушения и спустя 3 месяца после него.

Расчет устойчивости склонов произведен методом полосок. Во избежание затемнения чертежа, полоски на рис. 4 не показаны, а вместо этого дано положение центра тяжести оползневого тела (C_1 в начале обрушения, C_2 —в конце). Плотность грунта $\rho=1700$ кг/м³. Результаты подсчетов даны в таблице. Отсюда один из параметров оползневой сопротивляемости сдвигу будет (ур. 6) $\overline{\text{tg}} \varphi_r = 35,0/179 = 0,195$, или $\varphi_r = 11^\circ$.

Измерения оползневого тела в начальной (I) и конечной (II) фазах

Սղակնալիէ մարմնի շափերը սկզբնական (I) և վերջնական (II) փուլերում

Measures of sliding body in initial (I) and final (II) phases

			I	II
Объем, м ³	Ծավալ, մ ³	Volume, m ³	$V_1=1751,5$	$V_2=1766$
Масса, кг $\times 10^3$	Մասսա, կգ $\times 10^3$	Mass, kg $\times 10^3$	$M_1=2978$	$M_2=3002$
Вес, МН	Կշիւ, ՄՆ	Weight, MN	$G_1=29,2$	$G_2=29,45$
Плечо, м	Բազուկ, մ	Arm, m	$d_1=17,5$	$d_2=7,5$
Длина дуги, м	Աղկղի կիկարում-թյուն, մ	Length of arc, m	$L_1=117$	$L_2=112$
Глубина трещины, м	ճկղղի խորությունը, մ	Depth of fissure, m	$F_1=7,0$	$F_2=5,0$
Проекция, м	Պրոյեկցիա, մ	Projection, m	$B_1=92,5$	$B_2=90,5$
Сопротивление сдвигу, кПа	Սահքի դիմադրություն, կՊա	Shear strength, kPa	$\tau_1=78,7$	$\tau_2=35,0$
Среднее полное нормальное напряжение, кПа	Լրիվ նորմալ լարման միջինը, կՊա	Average total normal stress, kPa	$\sigma_1=316$	$\sigma_2=325$
Среднее отношение порового давления	Ծախում. ճնշման միջին հարաբ.	Average pore pressure ratio	$\bar{r}_{u1}=0,46$	$\bar{r}_{u2}=0,45$
Среднее поровое давление, кПа	Միջին ծախում. ճնշում, կՊա	Average pore pressure, kPa	$\bar{u}_1=145$	$\bar{u}_2=146$
Среднее эффектив. норм. напряжение, кПа	Էֆեկտ. նորմ. լարմ. միջինը, կՊա	Average effective norm. stress, kPa	$\sigma'_1=171$	$\sigma'_2=179$

ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ СКЛОНОВ

Постановка задачи

Геологические данные показывают, что горные склоны часто медленно деформируются; в большинстве случаев оползни не происходят внезапно и обрушению предшествует длительный период подготовительных движений. Медленные деформации грунтов и скальных пород возникают не только в поверхностном слое, но и на значительной глубине. Глубинная ползучесть склонов происходит со скоростями, измеряемыми сантиметрами и дециметрами в год; скорость глубинной ползучести изменяется в зависимости от интенсивности действия оползнеобразующих факторов. Поэтому наблюдения за скоростью глубинной ползучести дают возможность определять деформированное состояние склона, предсказывать его поведение и устанавливать эффективность борьбы с оползнями.

Проблема деформируемости склонов сравнительно новая. Ее зна-

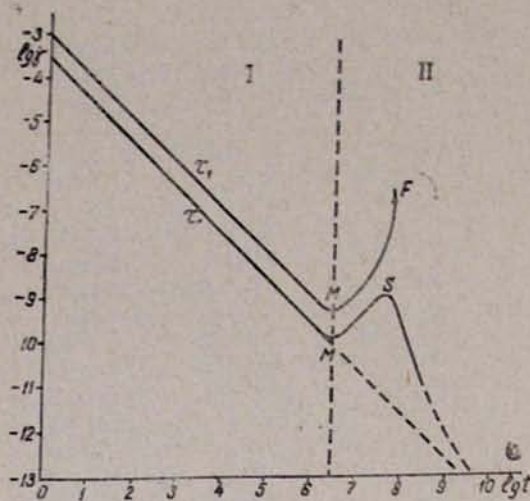


Рис. 5. Зависимость между логарифмами времени t и скорости $\dot{\gamma}$ ползучести глины при высоком уровне касательных напряжений (τ_1) и при промежуточном уровне напряжений (τ_2). I—фаза мобилизации, II—фаза разрушения; M—предел мобилизации, S—разрушение.

Նկ. 5. Բարձր (τ_1) և միջին (τ_2) շարժող լարումների մակարդակի համաժամանակի և կավի սողի $\dot{\gamma}$ արագության լոգարիթմների միջև հարաբերությունը. I—մոբիլիզացիան փուլ, II—քայքայման փուլ. M—մոբիլիզացիան սահմանն է, S—ստարիկացման սահմանը, F—քայքայումը:

Fig. 5. Relation between logarithms of time t and creep rate $\dot{\gamma}$ of a clay at high (τ_1) and at intermediate (τ_2) stress levels. I is the mobilization phase, II is the rupture phase, M is the mobilization limit, S is the failure.

чение еще не является общепризнанным. Скорость глубинной ползучести вычисляется по уравнениям, содержащим вязкость грунта. Последняя может быть определена различного типа приборами (вискозиметры, сдвиговые приборы, прибор трехосного сжатия и т. д.).

Определение вязкости грунтов в лабораторных условиях связано с теми же ограничениями, которые были указаны выше для определения сопротивления сдвигу грунтов: продолжительность опытов недостаточно велика, образцы малы, неизбежно нарушение структуры грунтов во время взятия образцов и невозможно удовлетворительно моделировать геологические особенности. Поэтому и в этом случае применение полевых измерений является весьма желательным.

Возможность использования полевых измерений для определения коэффициентов вязкости η (для вязкого течения по Ньютону) и пластичности η' (для пластического течения по Бингему) была впервые показана Н. Н. Масловым (1955). Г. И. Тер-Степanian (1965) описал метод определения двух основных реологических параметров грунтов—коэффициента вязкости η и предела пластического течения (предела ползучести) τ_p . Этот метод основывается на результатах измерения деформации вертикальной линии (оси деформационного колодца, буровой скважины, заполненной деревянными чушками и т. д.) и их интерпретации. Для определения реологических характеристик in-situ успешно могут быть применены также измерения глубинной ползучести грунтов на склонах с помощью инклинометров.

Уравнения реологического поведения грунтов при сдвиге

Анализ глубинной ползучести склонов основывается на результатах исследования ползучести грунтов при сдвиге. Детально они были опубликованы в другом месте (Тер-Степanian, 1976 а и б). Вкратце эти результаты могут быть суммированы следующим образом. Если действующее на грунт напряжение ниже его предельной прочности, но выше некоторого порогового значения (предела ползучести τ_p), то он медленно деформируется или ползет; это явление хорошо известно для большинства материалов. Хотя ползучесть обнаруживается при любом виде напряжения, наиболее отчетливыми являются деформации ползучести при сдвиге. Исследование ползучести глины при сдвиге пролило свет на довольно сложное поведение грунтов.

Процесс ползучести состоит из трех фаз: мобилизации, разрушения и стабилизации. В фазах мобилизации и стабилизации скорость ползучести уменьшается пропорционально времени, а в фазе разрушения она увеличивается. Переходы от одной фазы к другой называются пределами мобилизации M и стабилизации S . При высоких уровнях касательных напряжений (τ_1) процесс ползучести после предела мобилизации заканчивается разрушением F (рис. 5). При промежуточных уровнях касательных напряжений (τ_2) скорость ползучести увеличивается лишь до предела стабилизации S , а потом вновь постепенно уменьшается. После очень большого времени кривая скорости ползучести постепенно приближается к продолжению начального участка графика. Отсюда следует, что длительное поведение грунтов определяется параметрами ползучести в фазе мобилизации.

Скорость ползучести $\dot{\gamma}$ в фазе мобилизации связана с касательным напряжением τ соотношением

$$\dot{\gamma} = (\tau - \tau_p) / \zeta t, \quad (9)$$

где ζ — статическая вязкость грунта: этот параметр величина постоянная для данного нормального напряжения. Сравнивая это выражение с хорошо известным уравнением Бингема

$$\dot{\gamma} = (\tau - \tau_p) / \eta, \quad (10)$$

где η — динамическая вязкость грунта, находим

$$\eta = \zeta t, \quad (11)$$

т. е. что динамическая вязкость грунтов прямо пропорциональна времени или возрасту касательных напряжений.

Значения предела ползучести τ_p и статической вязкости ζ связаны с эффективным нормальным напряжением σ' соотношением:

$$\tau_p = C_p(\sigma_0 + \sigma'); \quad (12)$$

$$\zeta = C_\zeta(\sigma_0 + \sigma'), \quad (13)$$

где C_p и C_ζ безразмерные показатели ползучести.

Напряженное состояние бесконечного склона

Задача определения напряженного состояния решена в замкнутой форме только для случая бесконечного склона (Тейлор, 1960), т. е. длинного склона, имеющего постоянный наклон β и одинаковый вертикальный разрез в любом месте склона (рис. 6). В бесконечном склоне деформирование совершается вдоль площадок, параллельных поверхности склона; на такую площадку действует полное вертикальное напряжение p_v

$$p_v = \rho g z \cos \beta, \quad (14)$$

где ρ — плотность грунта; g — ускорение силы тяжести, z — глубина рассматриваемой площадки от поверхности склона; это напряжение образует угол отклонения β с нормалью к площадке.

Полное нормальное σ_z и касательное τ_z напряжения, действующие на указанную площадку, составляют:

$$\sigma_z = \rho g z \cos^2 \beta; \quad (15)$$

$$\tau_z = \rho g z \cos \beta \sin \beta. \quad (16)$$

Линии KL и MN на рис. 6 представляют собой эпюры полного нормального и касательного напряжений.

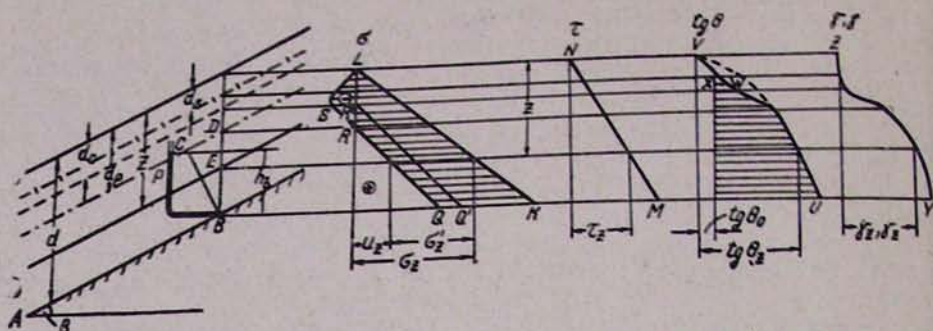


Рис. 6. Ползучесть бесконечного склона. Разрез через склон и графики нормального напряжения σ , касательного напряжения τ , коэффициента мобилизованного сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \delta$, скорости деформации $\dot{\gamma}$ и величины деформации γ в произвольном сечении склона.

Նկ. 6. Անվերջ լանդի սղիք: Լանդի միջով կտրվածք և ցանկացած կտրվածքում σ նորմալ, τ շոշափող լարումները, սահքի մոբիլիզացված դիմադրության $\operatorname{tg} \delta$ գործակցի, դեֆորմացիայի $\dot{\gamma}$ արագության և γ մեծության գրաֆիկները:

Fig. 6. Creep of an infinite slope. The cross section through the slope and diagrams of the normal stress σ , the shear stress τ , the coefficient of mobilized shear strength $\tan \delta$, the strain rate $\dot{\gamma}$ and the magnitude of the strain γ in any section of the slope.

Нейтральное давление в глине определяется положением пьезометрического уровня; в бесконечном склоне пьезометрический уровень и линии тока параллельны поверхности склона, а эквипотенциальные линии BC перпендикулярны к ней (рис. 6). Если пьезометрический уровень находится на глубине d_p от поверхности склона, а мощность слоя глины равна d , то длина эквипотенциальной линии BC будет $(d-d_p)\cos\beta$, а напор в точке B , измеряемый пьезометром P , составит $h_B=(d-d_p)\cos^2\beta$. Напор в точке D (на пьезометрической поверхности) равен нулю. Напор в произвольной точке E , на глубине z от поверхности, пропорционален расстоянию от пьезометрического уровня

$$h_z=(z-d_p)\cos^2\beta. \quad (17)$$

Нейтральное давление в этой точке составит

$$u_z=\rho_w g(z-d_p)\cos^2\beta, \quad (18)$$

где ρ_w —плотность воды.

Линия QR представляет собой эпюру нейтрального напряжения в глинистом грунте (рис. 6). При колебании пьезометрического уровня, например, при его повышении, положение линии нейтрального напряжения также изменяется (линия $Q'R'$). Линия QR нейтрального напряжения продолжается вверх над пьезометрическим уровнем в ту часть этой области, в которой грунт полностью водонасыщен; здесь нейтральное напряжение (линия RS) является отрицательным (капиллярное давление). Выше горизонта полного водонасыщения (глубина d_c) располагается зона неполностью водонасыщенного грунта, капиллярные силы уменьшаются и поэтому отрицательное нейтральное напряжение постепенно исчезает (линия SL). Отсюда видна важная роль определения глубины зоны водонасыщенного грунта для анализа напряженного состояния склонов.

Заштрихованная часть эпюры σ изображает распределение эффективных напряжений. На глубине z оно равно

$$\sigma'_z=\sigma_z-u_z=(\rho'z+\rho_w d_p)g\cos^2\beta. \quad (19)$$

Напряженное состояние склонов целесообразно выражать через коэффициент мобилизованного сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \theta$, равного отношению касательного напряжения τ к сумме всестороннего давления связности σ_0 и эффективного нормального напряжения σ'

$$\operatorname{tg} \theta = \tau / (\sigma_0 + \sigma'). \quad (20)$$

Определение реологических характеристик грунтов *in-situ*

Подставив в уравнение (20) значения напряжений τ_z и σ'_z из уравнений (16) и (19), получим

$$\operatorname{tg} \theta_z = \rho z \operatorname{tg} \beta / (A + \rho' z), \quad (21)$$

где

$$A = \sigma_0 / g \cos^2 \beta + \rho_w d_p \quad (22)$$

с размерностью $[ML^{-2}]$.

Функция (20) для положительных значений z определенная и непрерывная; она монотонно возрастает и при значениях $\rho' z$ существенно больших, чем $\rho_w d_p$, стремится к $(\rho / \rho') \operatorname{tg} \beta \approx 2 \operatorname{tg} \beta$. Отсюда для очень грубых прикидок можно принять, что длинные склоны, в которых пьезометрический уровень находится у поверхности склона, оползают, если тангенс угла наклона превышает половину тангенса угла внутреннего трения $\operatorname{tg} \beta \geq 0,5 \operatorname{tg} \varphi'$.

На рис. 6 показана эпюра UV коэффициента мобилизованного сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \theta$. Неправильность W в ее форме вызвана отрицательным (капиллярным) давлением, которое ведет к местному увеличению эффективных напряжений в зоне капиллярного насыщения. Отложив на той же эпюре значение порога ползучести $\operatorname{tg} \theta_p$

$$\operatorname{tg} \theta_p = \tau_p / (\sigma_0 + \sigma'), \quad (23)$$

находим точку X , определяющую собой глубину d_s нижней границы зоны жесткости грунта.

$$\operatorname{tg} \theta_p = \rho d_s / A + \rho' d_s \operatorname{tg} \beta. \quad (24)$$

Отсюда следует, что если определить в поле ту глубину d_s грунта, до которой не имеет места перекашивание, а наблюдается лишь жесткое перемещение, то из уравнения (24) можно найти один из реологических параметров грунта — безразмерный порог ползучести $\operatorname{tg} \theta_p$.

В области, расположенной ниже границы жесткости грунта, происходит деформация ползучести. Из уравнений (9) и (13) видно, что скорость $\dot{\gamma}$ этой деформации составляет

$$\dot{\gamma} = (\tau - \tau_p) / (\sigma_0 + \sigma') C_c t = (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \theta_p) / C_c t.$$

Применяя уравнения (21) и (24), находим отсюда основное уравнение скорости ползучести бесконечного склона.

$$\dot{\gamma}_z = B(z - d_s) / C_c t (A + \rho' z), \quad (26)$$

где

$$B = A \operatorname{tg} \beta / (A + \rho' d_s) \quad (27)$$

с размерностью $[ML^{-3}]$.

По сравнению с длительностью существования склона, время T наблюдения за его ползучестью в большинстве случаев является весьма небольшим; поэтому можно пренебречь изменением динамической вязкости грунта за время наблюдения и считать, что скорость ползучести при неизменности напряженного состояния является постоянной. Отсюда угловая деформация ползучести

$$\gamma_z = \dot{\gamma}_z T. \quad (28)$$

Подставив в уравнение (26) и преобразовав, получим

$$C_z t = BT(z - d_s)/\gamma_z (A + \rho' z) \quad (29)$$

с размерностью времени. Линия YZ на рис. 6 схематически показывает эпюру для γ и $\dot{\gamma}$; из уравнения (28) следует, что для старых склонов эти величины пропорциональны.

Произведение $C_z t$ связано со статической $\dot{\gamma}$ и динамической γ вязкостями соотношениями, вытекающими из уравнений (11) и (13)

$$C_z t = \dot{\gamma} t / (\sigma_0 + \sigma') = \eta / (\sigma_0 + \sigma'), \quad (30)$$

и представляет собой величину, обратную коэффициенту течения λ (Тер-Степанин, 1961, 1975). Эту величину можно непосредственно получить в полевых условиях, по формуле (29), пользуясь результатами инклинометрических наблюдений. Здесь z — глубина инклинометра от поверхности склона и γ_z — изменение наклона, происшедшее за время T . Зная $C_z t$ и пользуясь формулой (29), легко определить средние полевые значения статической и динамической вязкости грунта за исследуемый промежуток времени.

Случай очень молодых склонов

Для очень молодых склонов, например, откосов свежееотсыпанных насыпей или земляных плотин, действующих отвалов или откосов свежееотрытых выемок, в которых время инклинометрических наблюдений соизмеримо с возрастом касательных напряжений, описанный подход к определению угловой деформации может привести к неправильным выводам, поскольку здесь даже при постоянном значении касательных напряжений со временем будет происходить уменьшение скорости ползучести.

Для таких случаев интегрируем основное уравнение скорости ползучести (25) и находим угловую деформацию ползучести грунта, как функцию времени

$$\gamma_z = \frac{B}{C_z} \frac{z - d_s}{A + \rho' z} \ln t + C. \quad (31)$$

Для лучшей математической интерпретации заменяем это уравнение следующим:

$$\gamma_z = \frac{B}{C_z} \frac{z - d_s}{A + \rho' z} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} + C, \quad (33)$$

где Δt — малый промежуток времени, равный единице, например $\Delta t = 1$ сек. Постоянную интегрирования C находим из условия: при $t = t_1$ $\gamma_z = \gamma_{z1}$, откуда

$$\gamma_z = \gamma_{z1} + \frac{B}{C_z} \frac{z - d_s}{A + \rho' z} \ln \frac{t + \Delta t}{t_1 + \Delta t}. \quad (33)$$

Из этого уравнения можно определить второй реологический параметр грунта — безразмерный показатель ползучести C_z

$$C_z = \frac{2,3 B}{\gamma_z - \gamma_{z1}} \frac{z - d_s}{A + \rho' z} \lg \frac{t + \Delta t}{t_1 + \Delta t}. \quad (34)$$

Входящие в это уравнение значения угловой деформации ползучести непосредственно получают из инклинометрических измерений, произведенных на глубине z ; t_1 и t — возраст касательных напряжений

(возраст склона), а γ_{21} и γ_3 — углы отклонения, измеренные в начальный и конечный момент, соответственно.

Пользуясь полученным значением показателя ползучести C_3 для данного грунта, можно на основании ур. (13) найти полевые значения статической вязкости, а на основании ур. (11) — динамической вязкости грунта на различных глубинах от поверхности в данный момент времени.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение обратных расчетов оползней в катастрофической фазе дает важную информацию о параметрах полевого сопротивления грунта, необходимых для расчетов устойчивости склонов; применение обратных расчетов склонов, находящихся в фазе глубинной ползучести, позволяет определить параметры полевого реологического поведения, необходимые для расчетов деформируемости склонов. В обоих случаях полученные параметры свободны от ограничений, накладываемых масштабным эффектом, влиянием нарушения при взятии образцов и их испытаний и вызванных небольшой длительностью лабораторных исследований. Будучи средними величинами, они лучше отражают действительное поведение грунтов. По сравнению с ними, результаты лабораторных испытаний менее надежны, поскольку они являются случайными величинами с меньшей вероятностью, поэтому и расчеты, основанные на лабораторных данных, требуют принятия высоких значений коэффициента запаса.

ԼԱՆՋԵՐԻ ԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅԱՆ ԵՎ ՁԵՎԱՓՈԽԵԼԻՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇՄԱՆ ՀԱՄԱՐ ՌԵՆՈԳԻՆԱԿԱՆ ՀԱԿԱՂԱՐՁ ՀԱՇՎԱՐԿՆԵՐԻ ԱՐԴՅՈՒՆՔՆԵՐԻ ԿԻՐԱՌՈՒՄԸ¹

ՀՍՍՀ ԳԱ ԲՈՂ.-առն. պրոֆ., տեխն. գիտ. դոկտոր ԳԵՈՐԳ ՏԵՐ-ՍՏԵՓԱՆՅԱՆ²
և ֆիզիկոս ՍՎԵՏԼԱՆԱ ՍԻՄՈՆՅԱՆ³

Ռեֆերատ. Նկարագրվում են լանջերի հակադարձ հաշվարկների մեթոդները, որոնք թույլ են տալիս որոշել գրունտի դիմադրության և սողքի ռեոլոգիական պարամետրերը տեղում: Առաջին անգամ տեղի ունեցող սողանքների բայթայման սկզբնական պահի համար հակադարձ հաշվարկները տալիս են գրունտի սահքի պիկային դիմադրության դաշտային արժեքը, իսկ վերջնական պահին՝ մնացորդային դիմադրության դաշտային արժեքը: Միևնույն երկրաբանական և գետնաշրջաբանական պայմաններում դարգացած երկու և ավելի սողանքների վերլուծման դեպքում կարելի է ստանալ սահքի դիմադրության ընդ որ պարամետրերը: Սահքի դիմադրության ստացված պարամետրերը կարող են կիրառվել լանջի կայունության խնդիրը լուծելիս: Երկրված է փրկված հողային ամբարտակի հակադարձ հաշվարկման օրինակը: Խորքային սողքի փուլում գտնվող լանջի հակադարձ հաշվարկը թույլ է տալիս որոշել սողքի ռեոլոգիական պարամետրերը՝ գրունտի սողքի սահմանը և մածուցիկությունը: Սողքի ռեոլոգիական պարամետրերը որոշելու համար արվում են րանաձևեր, որոնք թույլ են տալիս օգտագործել լանջերի վրա ինկլունոմետրական չափումների արդյունքները: Սողքի ստացված պարամետրերը կարելի է կիրառել լանջերի ձևափոխելիության խնդիրը լուծելիս: Հակադարձ հաշվարկների եղանակով ստացված գրունտի ռեոլոգիական պարամետրերը գերծ են մասշտաբային էֆեկտների, լարորատոր փորձարկումների ոչ մեծ տեղություն և նմուշը վերցնելիս ստրուկտուրայի խախտման հետ կապված սահմանափակումներից:

¹ Մադրիդում 1978 թ. կայացած Ինժեներական երկրաբանության երրորդ միջազգային կոնգրեսին ներկայացված զեկուցում:

² ՀՍՍՀ ԳԱ ԳԻՍԻ գեոմեխանիկայի լաբորատորիայի վարիչ:

³ ՀՍՍՀ ԳԱ ԳԻՍԻ գեոմեխանիկայի լաբորատորիայի ավագ ինժեներ:

լարված վիճակը: Ցանկացած լանջի համար սահմանային մոբիլիզացված էջի՝ դիմադրության միջին գործակիցը որոշվում է բնձ. (7)-ով, որտեղ $\bar{\tau}$ միջին շոշափող է σ' նորմալ լարումներն են, որոնք գործում են փվածքի պոտենցիալ մակերևութի վրա: Որպես նշված դրույթների կիրառման օրինակ բերվում է հողային ամբարտակի սողանքի վերլուծումը (նկ. 4): Սահեցման մակերևութի շառավիղը $R = 59$ մ, գրունտի խտությունը $\rho = 1700$ կգ/մ³: Հանվարկների արդյունքները տրված են աղյուսակում: Այստեղից էլ սահմանային դիմադրության դաշտային պարամետրերից մեկն ըստ բնձ. (6)-ի կլինի $\lg \tau_r = 35,0/179 = 0,195$ և $\tau_r = 11^\circ$.

Լանջերի ձևափոխությունը

Երկրաբանական տվյալները ցույց են տալիս, որ լեռնային լանջերը հաճախ դանդաղ են ձևափոխվում. մեծ մասամբ սողանքները հանկարծակի տեղի չեն ունենում, և փվածքին նախորդում է նախապատրաստող շարժումների երկարատև ժամանակամիջոց: Գրունտների և ժայռապարների դանդաղ ձևափոխությունները տեղի են ունենում ոչ միայն արտաքին շեբրում, այլև խորքում: Լանջերի խորքային սողքի արագությունը չափվում է սանտիմետրերով և դեցիմետրերով տարում և փոփոխվում է սողանք առաջացնող գործոնների ինտենսիվությունից կախված: Ուստի այդ արագության դիտումները հնարավորություն են տալիս որոշել լանջի ձևափոխված վիճակը, կանխագուշակել նրանց վարքը և որոշել սողանքների դիմ պայքարի արդյունավետությունը: Խորքային սողքի արագությունը հաշվվում է գրունտի մածուցիկությունը պարունակող հավասարումներով: Մածուցիկության η գործակցի և պլաստիկ հոսունության τ_p սահմանի (սողքի սահմանի) որոշման համար դաշտային չափումների օգտագործման հնարավորությունը ցույց տրվեց Տեր-Ստեփանյանի կողմից (Տեր-Տեփանյան, 1965): Այս մեթոդը հիմնված է ուղղանկյուն գծերի (հորատանցքի կամ ձևափոխման հորի առանցքը) ձևափոխության չափման և նրա մեկնաբանման վրա: Բնույթիական բնութագրերի որոշման համար ստորև ցույց է տրված, թե ինչպես կարելի է օգտվել ինկլինոմետրերից:

Սաճի դեպքում գրունտի ռեալգիական վաճիկ հավասարումը: Լանջերի խորքային սողքի վերլուծումը հիմնված է գրունտի սահմանային դեպքում սողքի ուսումնասիրության արդյունքների վրա (Տեր-Տեփանյան, 1976): Սողքի ընթացքը բաղկացած է մոբիլիզացման, քայքայման և ստարիլիզացման փուլերից: Մոբիլիզացման և ստարիլիզացման փուլերում սողքի արագությունը τ շոշափող լարման հետ կապված է (բնձ. 9)-ով, որտեղ τ_0 գրունտի ստատիկ մածուցիկությունն է, որը հաստատուն է տված նորմալ լարման դեպքում: Համեմատելով այս արտահայտությունը Բինհանի լավ հայտնի (10) հավասարման հետ, որտեղ γ -ն գրունտի դինամիկ մածուցիկությունն է, գտնում ենք, որ գրունտի դինամիկ մածուցիկությունը ուղիղ համեմատական է ժամանակին կամ շոշափող լարման հասակին (բնձ. 11): Սողքի τ_p սահմանը և τ ստատիկական մածուցիկությունն էֆեկտիվ նորմալ σ' լարման հետ կապված են (12) և (13) բանաձևերով, որտեղ $\sigma_0 = c' \lg \varphi'$, իսկ C_p և C_τ չափադուրի մեծություններն են:

Անվերջ լանջի լարված վիճակը: Անվերջ լանջում ձևափոխությունը կատարվում է լանջին դուգանո հարթակների երկայնքով: Այդպիսի հարթակի վրա ազդում է բնձ. (14)-ով արտահայտված p_v լրիվ ուղղանկյուն լարում, որտեղ p -ն գրունտի խտությունն է, g -ն ծանրության ուժի արագացումը, z -ը դիտվող հարթակի խորությունն է լանջի մակերևութի նկատմամբ: Այդ լարումը կազմում է β անկյուն հարթակի նորմալի հետ: Նշած հարթակի վրա գործող σ_z լրիվ նորմալ և τ_z շոշափող լարումների արտահայտվում են (15) և (16) բանաձևերով, իսկ նրանց էպուրը ցույց է տրված նկ. 6-ի վրա KL և MN գծերով: Չեզոք լարումն այդ կետում արտահայտված է (18) բանաձևով, իսկ դրա էպուրը ցույց է տրված QR գծով (նկ. 6), այստեղ p_w -ն ջրի խտությունն է: Այդ էպուրի RS շարունակությունը պլեզոմետրիկ մակարդակից դեպի վեր ցույց է տալիս շեբր լարումների բաշխումը մազանոթային գոտում: էպուրի նրբագծված մասը ցույց է տալիս էֆեկտիվ լարումների բաշխում: Z խորության վրա այն արտահայտված է (19) բանաձևով: Լանջերի լարված վիճակը նպաստակա համար է արտահայտել $\lg \theta$ սահմանային մոբիլիզացված դիմադրության գործակցի միջոցով, ըստ (20) բանաձևի:

Գրունտների ռեալգիական բնութագրերի որոշումը անհրաժեշտ է: Մոցնիկով (20) բանաձևի մեջ τ_z և σ'_z մեծությունները, (16) և (19) բանաձևերից ստանում ենք $\lg \theta_z$ գործակցի մեծությունը (բնձ. 21 և 22): Այդ գործակցի էպուրը ցույց է տրված նկ. 6-ի վրա UV գծով: Ցույց տալով նույն էպուրի վրա $\lg \theta_p$ սողքի շեմի արժեքն ըստ (23) բանաձևի, կստանանք X կետը, որը որոշում է գրունտի կոշտության գոտու ներքին սահմանի d_s խորությունը (տե՛ս բնձ. 24): Այստեղից հետևում է, որ եթե դաշտում որոշվի գրունտի այն d_s խորությունը, մինչև որը տեղի չի ունեցել ծռում, այլ միայն կոշտ տեղաշարժ, ապա (24) բանաձևից կարելի է

APPLICATION OF RESULTS OF RHEOLOGICAL BACK ANALYSES FOR DETERMINING THE SLOPE STABILITY AND DEFORMABILITY¹

GEORGE TER-STEPANIAN, Prof., Dr. Sc. (Eng.), Corr. Mem. Armen. Ac. Sc.²
and SVETLANA SIMONIAN, Physicist³

Synopsis. Methods of back analyses of slopes are described; they allow to determine the rheological parameters of the shear strength and the creep of soils in situ. The back analyses of the first time slides corresponding to the initial moment of failure give the values of the peak field shear strength of soils while the calculations for the finite moment of failure give the values of the residual field shear strength. By the analysis of two or more slides being developed in the same geological and hydrogeological conditions it is possible to obtain all parameters of the field shear strength. The derived parameters of shear strength may be used by solution of problems of the slope stability. An example of the back analysis of a failed earth dam is given. The back analyses of slopes being in the depth creep phase permit to determine the rheological parameters of creep, i. e. the creep limit and the viscosity of soils. The formulas for use of the results of the inclinometer measurements on slopes for determining the rheological parameters of creep are brought about. The obtained creep parameters may be used by solution of the slope deformability. The rheological parameters of soils obtained by back analyses are free from limitations caused by the scale effect, by the short duration of laboratory tests and by the influence of structure disturbance at sampling and testing.

¹ Report presented to the Third International Congress on Engineering Geology held in Madrid in 1978 and published in Proceedings of the Congress, pp. 189—196.

² Head, Laboratory of Geomechanics IGES, Armen. Ac. Sc.

³ Senior Engineer, Laboratory of Geomechanics IGES, Armen. Ac. Sc.

ԳՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ — ЛИТЕРАТУРА — REFERENCES

- Маслов Н. Н., 1955. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве. М., Госэнергоиздат.
- Скемpton А. У., 1967. Длительная устойчивость глинистых склонов (пер. Г. И. Тер-Степаняна). Проблемы геомеханики, Ереван, 1: 91—146; (пер. Р. С. Зиянгирова). Сб. «Проблемы инж. геологии», М., 4: 142—176.
- Тейлор Д. В., 1960. Основы механики грунтов. М., Гостройиздат.
- Тер-Степанян Г. И., 1961. О длительной устойчивости склонов. Ереван, Изд. АН Арм. ССР.
- Тер-Степанян Г. И., 1965. Определение реологических характеристик грунтов на склонах. Докл. к VI Междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению, М., Гостройиздат, 1974, с. 178; ДАН Арм. ССР, 40(1), 7—12.
- Тер-Степанян Г. И. 1975. Глубинная ползучесть склонов. *Studia geotechnica*, Wrocław 6(1), 35—45.
- Тер-Степанян Г. И., 1976а. Исследование ползучести глины при одвиге. Проблемы геомеханики, Ереван, 7, 18—49.
- Тер-Степанян Г. И., 1976б. Теория ползучести глины при сдвиге и ее экспериментальное подтверждение. Труды II Всесоюзного симп. реологии грунтов, Цахкадзор, Ереван, Изд. Ер. гос. ун-та, 74—97.
- Терцаги К. и Пек Р., 1958. Механика грунтов в инженерной практике. М., Гостройиздат.
- Skempton A. W., 1970. First-time slides in over-consolidated clays. *Géotechnique*, 20(3): 320—324.
- Skempton A. W., 1977. Slope stability of cuttings in brown London clays. *Special Lecture, Ninth Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, Tokyo, 25—34.