

Յ. Դ. ԹԵՐ-ՄԱՐՏԻՐՕՍՅԱՆ

О НЕСТАЦИОНАРНОСТИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ
 ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОТСУТСТВИИ ДРЕНАЖА

В работе, выполненной на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСН под руководством проф. Н. А. Цытовича, дается теоретическое решение трехмерной и одномерной задачи нестационарности напряженного состояния упруго-ползучей пористой среды, поры которой заполнены сжимаемой жидкостью (вола, пузырьки воздуха и растворенный воздух). Описывается методика и результаты лабораторных испытаний глины в компрессионном приборе без возможности дренажа с измерением порового давления. В дальнейшем приняты следующие основные предпосылки для решения задачи: Скелет грунта является упруго-ползучей пористой средой, подчиняющейся наследственной теории ползучести Г. Н. Маслова — Н. Х. Арутюняна. Объемные деформации грунта зависят от суммы главных напряжений. Поры грунта заполнены линейно-сжимаемой жидкостью.

Уравнение состояния скелета грунта запишем в предложенном В. А. Флоринным виде [1].

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{\psi(t) \cdot \delta(t, t)}{1 + 2 \cdot \bar{\varepsilon}} + \int_{\tau_1}^t \frac{-\psi(\tau)}{1 + 2\bar{\varepsilon}} \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \varepsilon(t, \tau) d\tau \quad (1)$$

для случая сложного напряженного состояния и

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \psi(t) \cdot \delta(t, t) - \int_{\tau_1}^t \psi(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau \quad (2)$$

для одномерного сжатия без возможности бокового расширения, где $\varepsilon(t)$ — коэффициент пористости, изменяющийся во времени;

$\psi(t)$ — сумма главных эффективных напряжений;

$\delta(t, \tau)$ — изменение пористости к моменту времени t от единичной нагрузки приложенной в момент времени τ при одномерном сжатии;

$\bar{\varepsilon}$ — коэффициент бокового давления;

τ_1 — время приложения нагрузки;

t — время, для которого определяется деформация ползучести

$$\delta(t, \tau) = u_{\text{нр}}(\tau) \div u_{\text{нр}}(t, \tau) \quad (3)$$

Для модуля мгновенной сжимаемости $\alpha_{gr}(\tau)$ и меры ползучести $\epsilon(t, \tau)$ в уравнении (5) Арутюняном Н. Х. [1] предложены выражения вида

$$\alpha_{gr}(\tau) = \alpha_{gr}(1 - e^{-\tau}), \quad (4)$$

$$\alpha_{gr}(t, \tau) = \varphi(\tau) [1 - e^{-\tau(t-\tau)}], \quad (5)$$

которые успешно применялись для грунтовых систем в исследованиях С. Р. Месчяна [6],

где $\varphi(\tau)$ — функция, учитывающая старение (упрочнение) грунта во времени.

Для составления уравнения состояния сжимаемой жидкости рассмотрим два состояния некоторого замкнутого объема жидкости, соответствующие различным давлениям. Для двух состояний суммарные объемы растворенного воздуха и заземленных пузырьков можно определить, исходя из закона Бойля-Мариота, в предположении, что процесс сжатия или расширения газа протекает изотермически и что давление в пузырьках воздуха и в воде одинаковы. Тогда

$$(v_n + \lambda \cdot v_w) \cdot p_{об} = (v_n + \lambda \cdot v_w) \cdot p_{об} \quad (6)$$

или

$$v_r \cdot p_{об} = v_r \cdot p_{об} \quad (6')$$

где λ — коэффициент растворимости газа по Генри;

v_n — объем пузырьков газа;

v_w — объем воды;

v_r — суммарный объем газа;

$p_{об}$ — общее давление, с учетом атмосферного давления.

Учитывая, что $v_n - v_r = v' - v''$ и разделяя уравнение (6) на v'' , после некоторых преобразований получаем

$$\frac{1}{v} \cdot \frac{dv}{dp} = \frac{J_w - 1}{p_{об}} \quad (7)$$

Принимая $p_{об} = 1 \text{ кг/см}^2$, имеем

$$k_0 = J_w - 1, \quad (8)$$

где k_0 — модуль объемной сжимаемости жидкости;

J_w — коэффициент водонасыщения.

Уравнение (7) является уравнением состояния сжимаемой жидкости.

Если принимать J_w постоянным, то получим линейное уравнение состояния, что является одной из предпосылок данной задачи.

Интересно отметить, что даже при коэффициенте водонасыщения $J_w = 0.99$ модуль объемной сжимаемости жидкости $k_0 = 0.01 \text{ см}^2/\text{кг}$, что в 200 раз превышает сжимаемость воды без содержания воздуха.

Таким образом, мы имеем уравнения состояния скелета грунта (1, 2) и сжимаемой жидкости (7).

Рассмотрим изпряженно-деформированное состояние некоторого замкнутого объема грунта в условиях сложного напряженного состояния (трехосное сжатие).

Пусть к этому объему грунта в момент времени τ_1 приложена заданная внешняя нагрузка интенсивностью $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, остающейся в дальнейшем постоянной. Обозначим напряжения в скелете в момент времени t через $\theta(t) = \sigma_1(t) + \sigma_2(t) + \sigma_3(t)$, а поровое давление через $p(t)$. Эти напряжения должны удовлетворять уравнению равновесия.

$$\theta = \theta(t) + 3 \cdot p(t). \quad (9)$$

Подставляя отсюда значение $\theta(t)$ в уравнение (1) получаем

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{\theta - p(t)}{1+2\zeta} \cdot \delta(t, t) + \int_{\tau_1}^t \frac{\theta - p(\tau)}{1+2\zeta} \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (10)$$

С другой стороны из условия замкнутости объема грунта и совместной работы воды и скелета имеет место равенство их объемных деформаций. Изменение объема сжимаемой жидкости в единице объема грунта под действием порового давления можно определить, исходя из уравнения (7)

$$\varepsilon(\tau_1) - \varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) \cdot p(t) \cdot k_0. \quad (11)$$

Сопоставляя (10) и (11) и учитывая (5) имеем:

$$p(t) \cdot \left\{ \frac{\varepsilon(\tau_1) \cdot (1+2\zeta) \cdot k_0}{3} + a_{sc}(t) \right\} = \frac{\theta}{3} \cdot \delta(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t p(\tau) \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (12)$$

Обозначая

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{3}{\varepsilon(\tau_1) \cdot (1+2\zeta)} \\ r(t) &= \frac{a_{sc}(t)}{k_0} \\ \frac{\theta}{3} &= \theta' \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

получаем

$$p(t) = \frac{\theta' \cdot \lambda \cdot \delta(t, \tau_1)}{k_0 [1 + \lambda \cdot r(t)]} + \frac{\lambda}{k_0 [1 + \lambda \cdot r(t)]} \cdot \int_{\tau_1}^t p(\tau) \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (14)$$

Таким образом, задача определения напряженно-деформированного состояния во времени в замкнутом объеме грунта сводится к решению интегрального уравнения вида:

$$p(t) = f(t) + \lambda_0 \int_{\tau_1}^t p(\tau) \cdot k(t, \tau) d\tau. \quad (15)$$

с ядром

$$k(t, z) = \frac{\partial a_{gr}(z) + a_{gr}(t, z)}{\partial z} \cdot \frac{1}{1 + \gamma \cdot r(t)} \quad (16)$$

свободным членом

$$f(t) = \frac{\theta' \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}(t, z_1)}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(t)]} \quad (17)$$

и параметром

$$\lambda_0 = \frac{\gamma}{k_0} \quad (18)$$

Подставляя значение $\bar{\sigma}(t, z)$ из уравнения (3) в (14) и дифференцируя его два раза по t , после некоторых преобразований получаем следующее однородное линейное дифференциальное уравнение второго порядка с переменным коэффициентом

$$p''(t) + p'(t) \cdot \left(\eta \left\{ 1 + \frac{\gamma \cdot r(t)}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(t)]} \right\} + \frac{\gamma \cdot r'(t)}{1 + \gamma \cdot r(t)} \right) = 0 \quad (19)$$

и со следующими начальными условиями для

$$p(z_1) = f(z_1) = \frac{\theta' \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}(z_1, z_1)}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(z_1)]} \quad (20)$$

$$p'(z_1) = -\frac{\gamma \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}(z_1) \cdot p(z_1)}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(z_1)]} + \frac{\gamma \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}(z_1) \cdot \theta'}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(z_1)]} \quad (21)$$

Решения дифференциального уравнения (19), имея в виду начальные условия, можно представить в виде

$$p(t) = p(z_1) \left\{ 1 + \frac{\gamma \cdot r(z_1)}{a_{gr}(z_1) [1 + \gamma \cdot r(z_1)]} \cdot \int_0^t e^{-\int_0^s \left(\eta \left(1 + \frac{\gamma \cdot r(\tau)}{k_0 [1 + \gamma \cdot r(\tau)]} \right) + \frac{\gamma \cdot r'(\tau)}{1 + \gamma \cdot r(\tau)} \right) ds} ds \right\} \quad (22)$$

Выражение (22) определяет закон изменения порового давления во времени в замкнутом объеме грунта в условиях сложного напряженного состояния с учетом ползучести, изменения модуля мгновенной сжимаемости, стирания грунта и сжимаемости воды.

Для эффективных главных напряжений имеем следующие выражения

$$\begin{aligned} \sigma_1(t) &= \tau_1 - p(t) \\ \sigma_2(t) &= \tau_2 - p(t) \\ \sigma_3(t) &= \tau_3 - p(t) \end{aligned} \quad (23)$$

Аналогичным образом для одномерного сжатия без возможности бокового расширения решение задачи можно представить в виде

$$p(t) = p(\tau_1) \left\{ 1 + \frac{\gamma \cdot \varphi(\tau_1)}{a_{m1}(\tau_1) [1 + \lambda_1 r(\tau_1)]} \right. \\ \left. - \int_{\tau_1}^t e^{-\frac{\lambda_1 x}{k_0 [1 + \lambda_1 r(x)]}} \left[1 + \frac{\lambda_1 r'(x)}{k_0 [1 + \lambda_1 r(x)]} \right] dx \right\}, \quad (24)$$

где

$$p(\tau_1) = \frac{q \cdot \lambda_1 \cdot \delta(\tau_1, \tau_1)}{k_0 [1 + \lambda_1 \cdot r(\tau_1)]}, \quad (25)$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{\varepsilon(\tau_1)}. \quad (26)$$

Если модуль мгновенной деформации грунта a_{m1} изменяется мало, и старение (упрочнение) незначительно, что практически возможно в условиях отсутствия дренажа, то принимая $a_{m1}(\tau) = a_{m1}$, $\varphi(\tau) = a_{m1}$, $\tau_1 = 0$ уравнения (22) и (24) записываются в виде:

$$p(t) = p_0 \left(1 + \frac{a_{m1}}{a_{m1} (1 + \lambda \cdot r) + \lambda \cdot r \cdot a_{m1}} \left\{ 1 - e^{-\lambda \left[1 + \frac{\lambda a_{m1}}{k_0 (1 + \lambda \cdot r)} \right] t} \right\} \right); \quad (27)$$

$$p(t) = p_0 \left(1 + \frac{a_{m1}}{a_{m1} (1 + \lambda_1 \cdot r) + \lambda_1 \cdot r \cdot a_{m1}} \cdot \left\{ 1 - e^{-\lambda_1 \left[1 + \frac{\lambda_1 a_{m1}}{k_0 (1 + \lambda_1 \cdot r)} \right] t} \right\} \right) \quad (28)$$

или

$$p(t) = p_0 [1 + A (1 - e^{-\lambda \cdot B \cdot t})]; \quad (29)$$

$$p(t) = p_0 [1 + A_1 (1 - e^{-\lambda_1 \cdot B_1 \cdot t})]; \quad (30)$$

где

$$A = \frac{a_{m1}}{a_{m1} (1 + \lambda \cdot r) + \lambda \cdot r \cdot a_{m1}}, \quad (31)$$

$$B = 1 + \frac{\lambda \cdot a_{m1}}{k_0 (1 + \lambda \cdot r)}, \quad (32)$$

Обозначения для A_1 и B_1 остаются те же, при $\lambda = \lambda_1$. В случае отсутствия ползучести, т. е. при $\tau = \infty$ решение совпадает с упругим решением Флоринга В. А. В случае отсутствия воздуха, т. е. при $k_0 = 0$ вся нагрузка передается на воду и явления перераспределения напряжений отсутствуют.

Уравнения (27) и (28) могут быть использованы для прогноза порового давления во времени в массивах глинистых грунтов при известных параметрах грунта, а также для прогноза порового давления в начальный период фильтрационной консолидации. В последнем случае в являвшемся фильтрации, протекающей намного медленнее, чем вышеизложенное явление, можно пренебречь. Для определения пара-

метров ползучести a_{11} , a_{21} , τ проведены компрессионные испытания глинистых грунтов без возможности дренажа. Такой метод определения параметров ползучести грунта является более точным по сравнению с обыкновенными компрессионными испытаниями по открытой схеме, так как в первом случае напряженное состояние образца грунта однородное и не зависит от размеров образца. Кроме того в компрессионном опыте по первой схеме параметры ползучести получаются для данной плотности грунта, так как в процессе опыта уплотнение грунта практически отсутствует.

Опыты проводились на компрессионных приборах конструкции Знаменского, которые были усовершенствованы с целью создания условий герметичности системы возможности измерения порового давления. Поровое давление измерялось малогабаритными приборами компенсационного типа нашей конструкции. Схема установки приведена на рис. 1.

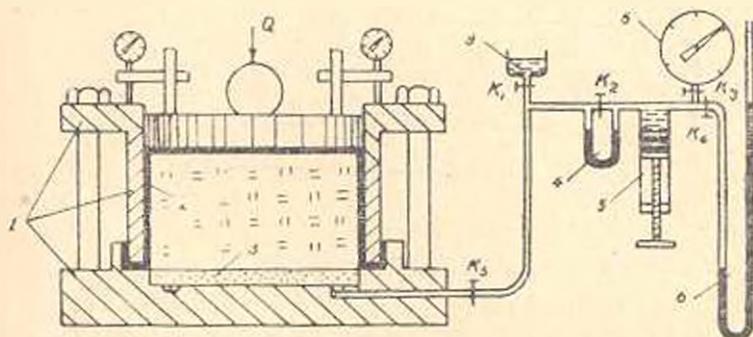


Рис. 1. Схема компрессионного прибора с аппаратурой порового давления. 1. Компрессионный прибор 2. Резиновая оболочка. 3. Пористый камень. 4. Нуль индикатор. 5. Компенсатор. 6. Манометры. 7. Резервуар воды.

Методика испытания заключается в следующем: грунт в состоянии пасты с влажностью на пределе текучести заполняется в резиновую оболочку цилиндрической формы с закрытым дном; собирается прибор так, чтобы не оставались пузырьки воздуха в рабочей жидкости системы (в воде, находящейся в водоприемнике и в подводящей трубке); закрываются краны k_1 и k_2 , открываются краны k_3 , k_4 и k_5 ; прикладывается нагрузка на штамп и измеряется поровое давление в течение всего опыта. После стабилизации порового давления и осадки, открываются краны k_1 и k_2 , и дается возможность уплотнения грунта до стабилизации осадки; затем опять закрываются краны k_1 и k_2 , и опыт повторяется. Таким образом, перед каждым испытанием, грунт предварительно уплотняется и испытывается при различной начальной плотности, что дает возможность определять параметры ползучести для данной, фиксированной плотности грунта.

Параметры ползучести скелета грунта можно также определять испытанием грунтов в трехосном приборе без возможности дренажа

при известном коэффициенте бокового давления. В этом случае для обработки результатов необходимо пользоваться формулой (27). Параметры скелета α_{sk} , α_{skt} и τ определены по экспериментальной кривой и по формуле (28) соответствующему компрессионному испытанию грунта. С увеличением плотности грунта параметры ползучести уменьшаются. Необходимость учета ползучести скелета грунта и сжимаемости поровой жидкости увеличивается с уменьшением параметров ползучести скелета грунта и с увеличением коэффициента водонасыщения. Это очевидно из графиков $p(t)$ для разных плотностей при одинаковом водонасыщении, приведенных на рис. 2, и для одинаковой

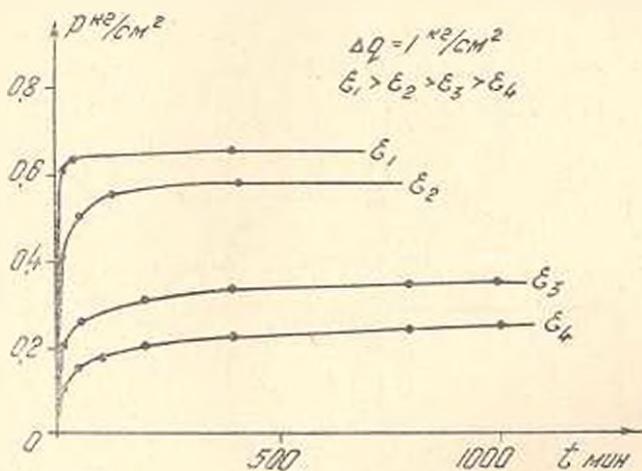


Рис. 2. Увеличение порового давления во времени при разных плотностях в каолине (экспериментальные кривые).

плотности при различном коэффициенте водонасыщения, приведенных на рис. 3. Обработка экспериментальных данных показала, что экспериментальные кривые хорошо описываются теоретическим уравнением (28), особенно в плотном состоянии грунта.

Из начального и конечного значения порового давления легко определяются α_{sk} и α_{skt} . Подставляя в уравнение (28) $t=0$ и $t=\infty$ получаем для α_{sk} и α_{skt} соответственно выражения

$$\alpha_{sk} = k_0 \frac{p_0}{\lambda_1 (q - p_0)}; \quad (33)$$

$$\alpha_{skt} = A_1 \frac{\alpha_{sk} (1 + \lambda_1 \cdot r)}{1 - \lambda_1 \cdot r \cdot A_1}; \quad (34)$$

τ определяется по формуле:

$$\tau = \frac{\ln \left[\left\{ 1 + \frac{1}{A_1} \frac{p(t)}{p_0} \right\} \right]}{B_1 \cdot t}. \quad (35)$$

Таким образом наблюдаемое явление возрастания порового давления во времени в глинистых грунтах объясняется сжимаемостью поровой жидкости и ползучести скелета грунта. Справедливость та-

кой точки зрения доказывається совпадением характеров теоретических и экспериментальных кривых.

Учет деформационных свойства жидкости, заполняющей поры грунта, при рассмотрении напряженно-деформированного состояния

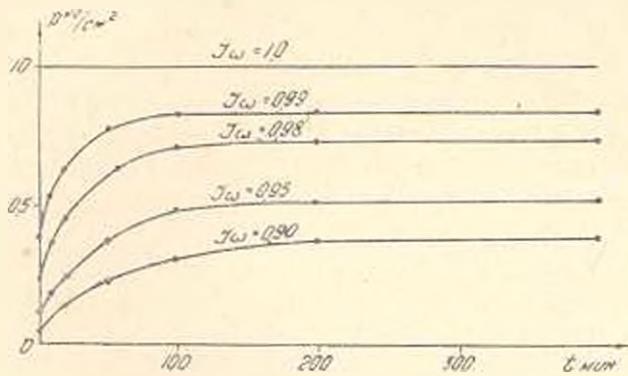


Рис. 3. Увеличение порового давления во времени и зависимости от коэффициента водонасыщения, в калоние (теоретические кривые).

грунтовых систем является необходимым, вследствие его огромного влияния на это состояние. Поэтому, в лабораторных исследованиях грунтов особое внимание необходимо уделять при определении величины коэффициента водонасыщения, характеризующего деформационные свойства поровой жидкости.

Учет сжимаемости поровой жидкости в ползучести скелета грунта десятки раз снижают начальное значение порового давления, а максимальное — установившееся значение порового давления всегда меньше начальной, прогнозированной по фильтрационной теории консолидации.

Институт геологических наук
АН Армянской ССР

Поступило 24.III 1964

Չ. Կ. ՏԻՐԱՏՆԻՐՈՅԱԼ

ԿԱՎԱՅԻՆ ԲԱՆՉՈՒԹՅՈՒՄ ԼԱՐՎԱՍՏՅՈՒՆ ԳԵՃԱԿԻ ԱՆՍԱՅԻՆՈՒԿԱՐՈՒԹՅԱՆ
ԻՐԱՆԵ, ԳԲԵՆԱԿԻ ԲԱՅԱԿՆՅՈՒԹՅԱՆ ԳԵՊԲՈՒՄ

Ս. մ զ ո զ ո լ

Աշխատանքում ընդհանուր և կազմային ընտելություն լարվածային գիծակի անստացիոնարության տեսական և փորձնական հետազոտությունների արդյունքները, որինումի բաղադրություն պայմաններում: Կազմային ընտելություն նրա կմախքի սուղային հատկությունները և ծակոտիներում զանվող հեղուկի անզմեխությունը պատճառ են հանդիսանում սակզծկու համար լարվածային գիծակի ոչ ստացիոնար պայման, որի հետևանքով նախնական լարումները ընտելի կմախքում և հեղուկում փերարաչափում են մամանակի րնթացում:

Նախնական լարումների վերաբաշխման այս պրոցեսը բերում է նրան, որ լարումները հեղուկում (ծակոտկենային ճնշում) ժամանակի ընթացքում աճում են և հասնում են իրենց մաքսիմալ արժեքին որոշ ժամանակի ընթացքում:

Այն ժամանակը, որը անհրաժեշտ է լարումների վերաբաշխման պրոցեսի ավարտման համար, կախված է քնահողի խտությունից, սողքի հատկությունից և ծակոտիների օրի սեղմելիության աստիճանից:

Առաջարկված մեթոդով ծակոտկենային ճնշման մաքսիմալ արժեքը միշտ փոքր է, քան այդ տեղի ունի հանրաճանաչ մեթոդների դեպքում (3.10):

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.—Л., 1952.
2. Бишоп А. и Ханкел Д. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях, 1961.
3. Герселянов П. М., Польшин Д. Е. «Теоретические основы механики грунтов», 1948.
4. Козан Я. Л. «Аппаратура и методика определения порового давления в глинистых грунтах», 1962.
5. Ломизе Г. М. «Оценка прочности глинистых грунтов в трехосных испытаниях», Труды Гидропроекта, № 3, 1963.
6. Месчан С. Р. «К вопросу о перераспределении напряжений между скелетом и поровой водой глинистого грунта», Известия АН АрмССР Ф. М. наук XIV, № 1, 1961.
7. Павелонский В. М. «Экспериментальные исследования порового давления в глинистых грунтах», Инф. Мат. № 4, НИИ ГОЛГЕО, М., 1959.
8. Сипидим В. П., Сидоров П. Н. «Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия», 1963.
9. Դեր-Մարտիրոսյան Կ. Ն. «Օ անցանկալի ցածրության սկզբնական» 1961.
10. Флорин В. А. «Основы механики грунтов», т. II, 1961.
11. Цытович Н. А. «Механика грунтов», 1963.
12. Skempton A. W. Pore pressure coefficients A and B, Geotechnique Vol. 4, № 4, 1954.