

УДК 624.131

**Мирсайпов И.Т.** – доктор технических наук, профессор

E-mail: mirsayapov@kgasu.ru

**Королева И.В.** – кандидат технических наук, доцент

E-mail: koroleva@kgasu.ru

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

### **Оценка прочности и деформируемости глинистых грунтов при режимном нагружении с учетом деградации структуры грунта**

#### **Аннотация**

В условиях трехосного сжатия глинистых грунтов деструктивные процессы и процесс разрушения локализуется на площадках предельного равновесия. Исходя из результатов анализов экспериментальных и теоретических исследований автором принимается, что разрушение глинистого грунта наступает, когда суммарная длина микротрещин в зоне предельного равновесия достигает предельного критического значения. Микротрещины в зоне предельного равновесия развиваются нестабильно: выделяются стадии зарождения, накопления субмикротрещин, превращение их в микро- и макротрещины и скачкообразное развитие до критической величины. Используя расчетный механизм разрушения упруго-вязко-пластических тел, предложены уравнения, описывающие изменение основных механических характеристик грунтов – удельного сцепления и угла внутреннего трения глинистых грунтов во времени.

**Ключевые слова:** режимное нагружение, трехосное сжатие, микро- и макротрещины, деформации грунта, удельное сцепление, контурный интеграл, дилатансия, девиатор.

#### **Введение**

В общем случае здания и сооружения и их конструктивные элементы, в том числе фундаменты и грунты оснований, подвергаются воздействию различного рода статических и циклических нагружений.

Основываясь на том, что в основаниях, сложенных глинистыми грунтами, напряженно-деформированное состояние зависит от истории предшествующего нагружения, учет особенностей деформирования глинистых грунтов при режимном нагружении дает возможность более точно изучить реальные свойства грунтов, и таким образом приблизить теоретические прогнозы к реальному поведению грунтов оснований.

В настоящее время при разработке расчетных моделей грунтов используются законы теории пластичности, в основном различные варианты пластического течения, разработанные для металлических материалов. Все эти методы в основном рассматривают случай однократного статического нагружения. Поэтому эти подходы не в состоянии учитывать поведение грунтов при различных режимах нагружения, встречающихся в реальных условиях эксплуатации оснований зданий и сооружений. При этом не учитываются такие факторы как дилатансия, упрочнение грунтов, снижение модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления в зависимости от режима нагружения [1-7].

В связи с этим в лаборатории кафедры ОФДСиИГ были проведены испытания глинистых грунтов в условиях режимного трехосного нагружения, результаты которых позволили установить изменение прочностных и деформационных параметров грунтов при двух режимах:

1) длительно-статический, при котором происходит чередование блока статического девиаторного нагружения с блоком длительной выдержки образца грунта под нагрузкой;

2) длительно-циклический, который сочетает в себе последовательное приложение к образцу блока циклического нагружения и блока длительного статического нагружения.

По результатам экспериментальных исследований получены графики изменения прочности грунта при длительном режимном и длительном циклическом нагружениях; график зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и объемными деформациями  $\varepsilon_v$ ; графики зависимости между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ ; графики зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ ; график изменения линейного модуля деформации; график изменения модуля сдвига  $G$  во времени; график изменения линейного модуля деформации  $E_v$  во времени.

Анализ полученных результатов позволил разработать пространственную модель дилатирующего грунта в условиях режимного нагружения с учетом образования и развития микро- и макротрещин в плоскостях предельного равновесия.

### Расчетная модель деформирования грунта при режимном нагружении

Исходя из результатов экспериментальных исследований и данных, полученных в [7, 8], принимается, что при трехосном режимном нагружении образца грунта возникают различные зоны напряженно-деформированного состояния, т.е. при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид различных размеров и форм в зависимости от режима нагружения: сверху, в нижней части образца и у боковых граней (рис. 1). Деформирование образца происходит за счет движения этих пирамид как жестких тел. В указанных уплотненных зонах не происходит ухудшение физико-механических характеристик грунтов, а их улучшение (увеличение плотности,  $\varphi$  и  $c$ ). Негативные процессы, снижающие физико-механические характеристики грунта, локализуются в зоне между этими «пирамидами» (зона 4 рис. 1а). Визуальное обследование поверхности сдвига после разрушения образца показало, что грунт в этой зоне подвергается одновременному отрыву и сдвигу (рис. 1а, 1б).

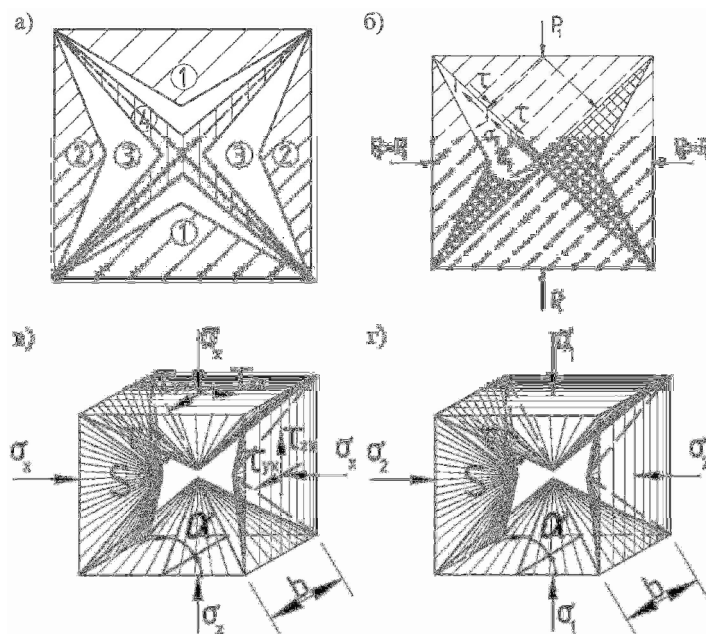


Рис. 1. а) Схема расположения локальных зон различной плотности в образце при трехосных испытаниях 1 – вертикальные уплотненные пирамиды; 2 – уплотненные пирамиды у боковых граней; 3 – зона однородного напряженного состояния; 4 – зона дилатансии; б) Схема напряженного состояния локальных зон между уплотненными пирамидами; в – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве  $X, Y, Z$  в произвольный момент времени  $t$  в допредельном состоянии (напряжения  $\sigma_x, \tau_{xy}, \tau_{yx}$  условно не показаны); г – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия (напряжения  $\sigma_z$  условно не показаны)

Исходя из результатов экспериментальных исследований и учитывая закономерности изменения объемных деформаций, принимаем, в процессе режимного нагружения происходит развитие деформации изменения объема и деформации формоизменения.

Объемная деформация грунта во времени описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра, модифицированной Масловым-Арутюняном применительно к грунтам, с учетом установленных в экспериментальных исследованиях особенностей поведения грунта при режимном нагружении. Полная деформация сдвига или объема при произвольном режиме нагружения записывается в виде:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i(t)}{G(t)} + \frac{1}{G(t)} \int_0^t K_\gamma(t, \tau) \cdot \sigma_i(\tau) \cdot d\tau, \quad (1)$$

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma(t)}{K(t)} + \frac{1}{K(t)} \int_0^t K_V(t, \tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot d\tau, \quad (2)$$

где  $G(t)$  и  $K(t)$  – переменные модули сдвига и объемных деформаций при режимном нагружении;

$K_\gamma(t, \tau)$  – ядро ползучести, представляющее собой скорость сдвиговой деформации при единичном значении интенсивности нагружения;

$K_V(t, \tau)$  – ядро ползучести, представляющее собой скорость объемной деформации при единичном значении среднего напряжения.

При разработке уравнений деформирования глинистого грунта в пространственном напряженном состоянии при режимном нагружении учитываются процессы упрочнения (старения) глинистого грунта во времени, для чего вводится функция старения  $\varphi(t)$ . С учетом процесса упрочнения ядра ползучести представляются в виде:

$$K_\gamma(\sigma, t - \tau) = \begin{cases} \varphi_\gamma(\tau) \cdot \frac{\delta_{\gamma 1}}{(t - \tau)} \cdot \delta_{\gamma 2} \\ \text{при } 0 \leq t \leq t_{um} \\ \varphi_\gamma(\tau) \cdot C(\sigma) \\ \text{при } t > t_{um} \end{cases}, \quad (3)$$

$$K_V(\sigma, t - \tau) = \begin{cases} \varphi_V(\tau) \cdot \frac{\delta_{V 1}}{(t - \tau)} \cdot \delta_{V 2} \\ \text{при } 0 \leq t \leq t_{um} \\ \varphi_V(\tau) \cdot C(\sigma) \\ \text{при } t > t_{um} \end{cases}, \quad (4)$$

где  $t_{um}$  – время начала стабилизации скорости деформирования.

На основании выше изложенного можно заключить, что в начальной стадии режимного трехосного сжатия наблюдается неоднородность напряженно-деформированного состояния в пределах образца грунта в целом. Девиаторное нагружение и длительная выдержка при режимном девиаторном нагружении сопровождается возникновением и развитием множества поверхностей сдвига и разрывов сплошности грунта образца, положение которых меняется в процессе увеличения девиатора и во времени, и следовательно, отрицательная дилатансия (разрыхление) глинистого грунта при длительном трехосном сжатии локализуется в пределах потенциально возможных площадок предельного равновесия [7]. В связи с тем, что разрыхление (дилатансия) грунта в этих локальных зонах происходит в стесненных условиях (стесненная дилатансия) возникают значительные напряжения дилатансии в грунте вокруг зоны разрыхления, которая является буферной зоной передачи усилий от вертикальных пирамид к зоне ненарушенного грунта (рис. 1а, 1б). В предельном состоянии разрушение глинистого грунта локализуется в зонах между уплотненными пирамидами и на этой стадии в этой зоне условно можно принимать, что напряженно-деформированное состояние образца однородное.

Исходя из предложенной в работе [7] модели и результатов экспериментальных исследований [8] при режимном нагружении предлагается схема неупругого деформирования глинистых грунтов, согласно которой сила сухого трения Кулона отклоняется от площадки предельного равновесия и действует в плоскости чисто тангенциального скольжения физических частиц. Определение ориентации таких

потенциально опасных площадок требует учета деформированного состояния грунта в условиях режимного нагружения.

Учитывая, что независимо от степени начальной неоднородности напряженно-деформированного состояния элементарного объема грунта разрушение всегда происходит в пространстве главных напряжений, совмещая пространство главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  и пространство главных деформаций  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  и сохраняя принцип коаксиальности тензоров напряжений и скоростей деформаций [1, 7-8], примем, что закон сухого трения Кулона связывает проекции сил, действующих на площадках предельного равновесия на нормаль к площадке скольжения и на нее саму. Тогда условие течения при длительном нагружении запишется в виде:

$$|t| = S \cdot \operatorname{tg} \varphi(t, t_1, N, \tau) + c_0(t, t_1, N, \tau), \quad (5)$$

где  $S = \sigma_1 \cdot l \cdot l' + \sigma_2 \cdot m \cdot m' + \sigma_3 \cdot n \cdot n'$ ;  $t = ((\sigma_1 \cdot l \cdot m' - \sigma_2 \cdot m \cdot l')^2 + (\sigma_2 \cdot m \cdot n' - \sigma_3 \cdot n \cdot m')^2 + (\sigma_3 \cdot n \cdot l' - \sigma_1 \cdot l \cdot n')^2)^{1/2}$ ;

$\varphi(t, t_1, N, \tau)$  – переменный во времени угол внутреннего трения;

$c_0(t, t_1, N, \tau)$  – переменное во времени удельное сцепление;

$l, m, n$  – направляющие косинусы нормали к площадке предельного равновесия;

$l', m', n'$  – направляющие косинусы нормали к площадке скольжения.

Пространственная ориентация площадок предельного равновесия определяется формулами [7]:

$$l^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_1}; \quad m^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_2}; \quad n^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_3}, \quad (6)$$

где  $\bar{I}_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1$  и  $\bar{I}_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$  – второй и третий инварианты тензора приведенных главных напряжений  $\bar{\sigma}_i = \sigma_i + H$  ( $i = 1, 2, 3$ );

$H = c / \operatorname{ctg} \varphi$  – всестороннее сжатие, определяемое по гипотезе Кулона-Мора;

$\varphi$  – переменное значение угла внутреннего трения;

$c$  – переменное значение удельного сцепления в процессе режимного нагружения.

Выражения для направляющих косинусов нормали к площадкам скольжения представляются в виде [7]:

$$\left. \begin{aligned} (l')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2) \cdot (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)}; \\ (m')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_2 - d\varepsilon_1) \cdot (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)}; \\ (n')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1) \cdot (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_2)}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

где  $d\varepsilon_1, d\varepsilon_2, d\varepsilon_3$  – приращения главных деформаций в процессе режимного нагружения;

$I_1 = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3$ ;  $I_2 = d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 + d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3 + d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_3$ ;  $I_3 = d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3$  – первый, второй и третий инварианты приращения деформаций.

Как было указано выше, ориентация потенциально возможных площадок предельного состояния в общем случае не постоянна, а изменяется в процессе неупругого деформирования грунта при режимном нагружении.

Исходя из выше изложенной модели и результатов экспериментальных исследований (рис. 1) условие прочности при трехосном режимном сжатии представляется в виде:

$$4 \cdot [\sigma_v(t, t_1, N) \cdot A_{sh} \cdot \cos \alpha_1(t, t_1, N) + \tau_v(t, t_1, N) \cdot A_{sh} \cdot \sin \alpha_1(t, t_1, N)] \geq \sigma_1 \cdot A_1, \quad (8)$$

где  $A_{sh} = b^2 / (4 \cos \alpha_2(t, t_1, N))$  – площадь поверхности боковых граней пирамиды;

$A_1 = b^2$  – площадь грани куба;

$\alpha_1(t, t_1, N)$  – переменный во времени угол наклона площадки предельного равновесия;

$\alpha_2(t, t_1, N)$  – переменный во времени угол наклона площадки сдвига;

$\sigma_v(t, t_1, N) = \sigma_1 \cdot l(t, t_1, N) \cdot l'(t, t_1, N) + \sigma_2 \cdot m(t, t_1, N) \cdot m'(t, t_1, N) + \sigma_3 \cdot n(t, t_1, N) \cdot n'(t, t_1, N) + \sigma_d(t, t_1, N)$  – нормальные напряжения;

$\sigma_d(t, t_1, N) = E \cdot \Delta \delta_d / ((1 + \nu) \cdot r)$  – дилатантные напряжения;

$\tau_v(t, t_1, N) = S \cdot \operatorname{tg} \varphi_0(t, t_1, N, \tau) + c_0(t, t_1, N, \tau)$  – касательные напряжения на площадке предельного равновесия.

Таким образом, прочность грунта при режимном трехосном сжатии зависит от изменения угла внутреннего трения, удельного сцепления и угла наклона плоскости предельного равновесия.

Согласно результатам [7, 8], разрушение наступает, когда степень поврежденности микротрещинами в зоне предельного равновесия достигает критического значения. Снижение прочности грунта во времени происходит, в основном, за счет уменьшения сил сцепления, тогда как угол внутреннего трения меняется незначительно.

Опираясь на результаты исследований [7, 8] можно представить следующую схему развития деформаций ползучести и изменения длительного сопротивления разрушению в процессе режимного нагружения. В зависимости от величины и продолжительности действия нагрузки в многофазном глинистом грунте происходят два взаимно компенсирующих явления – упрочнение, обусловленное залечиванием дефектов и более плотной перекомпоновкой частиц, и разупрочнение, вызванное переориентацией частиц, а также образованием и развитием микро и макротрещин (рис. 1б). В тех случаях, когда разупрочнение начнет превалировать над упрочнением, возникает стадия разрушения и прогрессирующей ползучести. В этой стадии продолжается интенсивный распад микроструктуры и переориентация частиц, причем эти процессы охватывают не весь объем грунта, а лишь зоны предельного равновесия с пониженным значением сопротивления, где происходит развитие трещин (рис. 2).

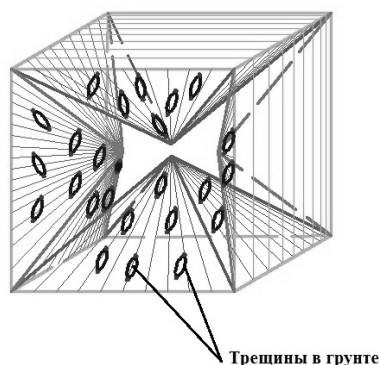


Рис. 2. Схема развития трещин в плоскостях предельного равновесия

Инициаторами образования микротрещин являются дефекты структуры – поры и усадочные микротрещины.

Микро- и макротрещины в плоскостях предельного равновесия развиваются нестабильно: выделяются стадии зарождения, накопления субмикротрещин, превращения их в микро- и макротрещины и скачкообразного развития до критической величины. При действии напряжений в вершине вышеназванных дефектов структуры зарождаются и накапливаются субмикротрещины, возникает зона пластического деформирования грунта (рис. 3) и трещины раскрываются без увеличения длины.

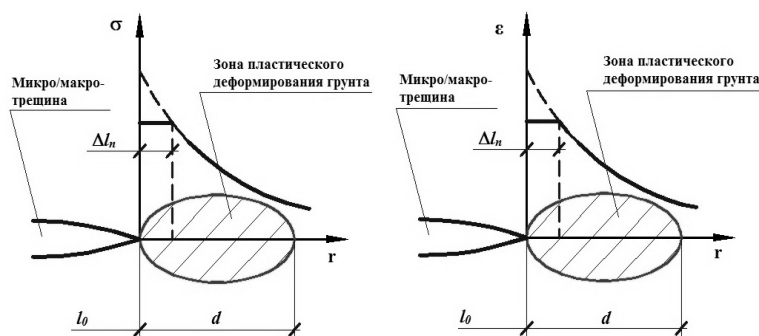


Рис. 3. Распределение напряжений и деформаций в вершине микро- и макротрещины

Критерием «страгивания» (началом увеличения длины) принимается условие критического раскрытия вершины трещины (9). Развитие трещины происходит скачкообразно на величину  $\Delta l_n$  по мере роста напряжений до достижения суммарной длиной величины  $d_0$  (рис. 4):

$$\delta(x, t, l) = \delta_{cr}, \tag{9}$$

$$\Delta l_n = \frac{l_0 \cdot c_0(t) \cdot (1 + \chi_0)}{\pi \cdot K_0} \cdot \ln(\cos e k \alpha), \tag{10}$$

где  $c_0(t) = \frac{2K_0 \cdot \epsilon_2}{1 + \chi_0}$ ;

$$\chi_0 = \frac{3 - \nu_0}{1 + \nu_0};$$

$$K_0 = \frac{E(\tau_1)}{2(1 - \nu_0)}$$
 – объемный модуль деформации грунта;

$\Delta l_n$  – приращение длины трещины (приращение элементарной зоны пластического деформирования при  $\epsilon_{zp} \geq \epsilon_{zp,u}$ ).

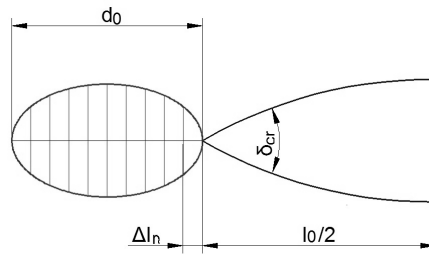


Рис. 4. Схема «страгивания» и развития микротрещины

После этого начинается развитие макротрещины. При этом принимается, что трещины развиваются поэтапно по мере достижения деформаций в вершине критической величины. Приращение длины трещины  $\Delta l_n$  (рис. 5) на каждом этапе определяется из условия:

$$\sum \left[ \Delta W_i - \Delta W_r \left( \frac{\Delta W_i}{W_r} \right)^\beta \right] = const = W_{pl}. \tag{11}$$

Коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещины определяется:

$$K_{Icf}(t) = \sqrt{E_p J_{cf}(t)}, \quad K_{IIcf}(t) = \sqrt{G_p J_{cf}(t)}. \tag{12}$$

Величина контурного интеграла представляется в виде:

$$J_{cf}(t) = \sqrt{2E_p \left( \int_0^{\epsilon_R} \sigma_{tR} \cdot d\epsilon - \int_0^{\epsilon_{mp} - \epsilon_{pl}} \sigma_{ti} \cdot d\epsilon \right) \cdot \frac{k_0^2 \cdot R_{zp} \cdot k_{fb} \cdot d_s}{E_{zp,t}}}, \tag{13}$$

$$J_{cf}(t) = \sqrt{2E_p \left\{ \int_0^{\epsilon_R} \left[ \sigma_{ti} + \sum_1^3 m_m (\epsilon_i - \epsilon_{ti})^n \right] \cdot d\epsilon - \left[ c_3 \prod_{k=1}^{\kappa=j} k_k a \psi_v \cdot [1 - (1 - \rho)(1 - a \psi_v)^{N-1}] + - \sum_1^N \left[ c_3 \prod_{k=1}^{\kappa=j} k_k a \psi_v \cdot [1 + (1 - a \psi_v)^{N-1}] (1 - \rho) + \right] \cdot \sigma_{ti}^2 + \rho c(t, \tau) \cdot f(t, \tau) \right\} \times \frac{k_0^2 \cdot R_{zp} \cdot k_{fb} \cdot d_s}{E_{zp,t}}}. \tag{14}$$

Энергия, накапливаемая в пределах зоны пластического деформирования в вершине трещины, представляется в виде:

$$\Delta W_{i(i-1)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi[d + (i-1) \cdot \Delta l_{n_i}]}} \times \left\{ \left[ K_{I_{cf}}(t) \cdot \varphi_{11}(\sigma) + K_{II_{cf}}(t) \cdot \varphi_{21}(\sigma) \right]^2 - \left[ c_0 a \Psi_v \prod_{k=1}^{k=j} K_k + \sum_{n=2}^{N_{i-1}} c_0 \prod_{k=1}^{k=j} K_k (1 - a \Psi_v)^{N_{i-1}-1} \cdot a \Psi_{v_i} \right] \right\} \quad (15)$$

Суммарная длина трещин в грунте определяется:

$$l(t, \tau) = l(t_0) + l_{pl}(t, \tau), \quad (16)$$

где  $l(t_0)$  – начальная длина трещины на стадии развития микротрещины;

$l_{pl}(t, \tau) = \sum_{i=1}^n \Delta l_n$  – длина трещины, зависящая от пластических деформаций.

На основании вышеизложенного, выражение, учитывающее изменение удельного сцепления между частицами грунта, представляется в общем виде:

$$c_0(t, \tau) = K_{Ict}^M \cdot q(S), \quad (17)$$

где  $q(S)$  – некоторая функция суммарной длины трещин  $S$ ;

$K_{Ict}^M$  – коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещин в грунте в процессе режимного нагружения.

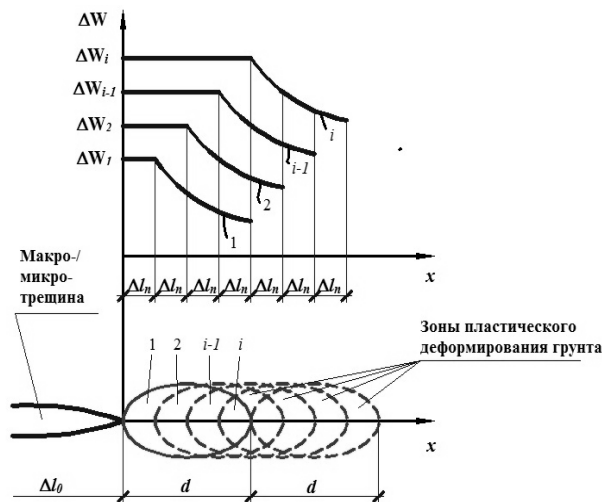


Рис. 5. Схема развития трещин сдвига в плоскостях предельного равновесия

Критическая длина трещин зависит от заданной внешней нагрузки  $T$ .

В дальнейшем, используя методику, предложенную в [1, 7], после некоторых преобразований и упрощений получаем функцию снижения прочности грунта (удельное сцепление) в процессе режимного нагружения:

$$\eta(t, \tau_1) = m(t, \tau_1) \cdot \lambda(t, \tau_1) \times \sqrt{\frac{K(\tau_1)}{K(t)} \cdot \frac{1}{1 + K(\tau_1) \cdot C(t, \tau_1)}} \quad (18)$$

Тогда удельное сцепление между частицами с учетом фактора времени представится в виде:

$$C_0(t, \tau_1) = C_0(\tau_1) \cdot m(t, \tau_1) \cdot \lambda(t, \tau_1) \times \sqrt{\frac{K(\tau_1)}{K(t)} \cdot \frac{1}{1 + K(\tau_1) \cdot C(t, \tau_1)}}, \quad (19)$$

где  $C(t, \tau_1)$  – мера объемной ползучести грунта;

$C_0(\tau_1)$  – начальное значение удельного сцепления грунта при кратковременном нагружении;

$m(t, \tau_1)$  – функция упрочнения грунта за счет восстановления водно-коллоидных связей;

$\lambda(t, \tau_1)$  – функция упрочнения за счет восстановления структурных связей грунта с учетом сочетания различных блоков в процессе режимного нагружения.

Функции  $m(t, \tau)$  и  $\lambda(t, \tau)$  учитывают эффекты задержки развития микро и макро трещин и эффекты самоупрочнения и самозалечивания глинистого грунта за счет восстановления структурных и коагуляционных связей на ранних стадиях нагружения (в

блоках с низким уровнем напряжений) или после перехода от блока с циклическим нагружением к блоку с длительным статическим нагружением.

Изменение угла внутреннего трения грунта определяется в зависимости от изменения ориентации площадок предельного равновесия при длительном неупругом деформировании в процессе режимного нагружения с учетом сочетания различных блоков нагружения.

### **Заключение**

Разработаны расчетные модели деформирования и прочности глинистого грунта при трехосном режимном нагружении, включая выражения для определения удельного сцепления и угла внутреннего трения, а также модулей сдвига, линейной и объемной деформации.

Расчетные модели корректно отражают особенности нелинейного деформирования глинистых грунтов при трехосном режимном нагружении.

### **Список библиографических ссылок**

1. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2011, № 4. – С. 16-23.
2. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть грунтов // Перспективные направления развития теории и практики в реологии и механике грунтов: Труды XIV междунар. симп. по реологии грунтов, Казань, 8-11 октября 2014. – Казань: Изд-во КГАСУ, 2014. – С. 8-23.
3. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Experimental and theoretical studies of bearing capacity and deformation of reinforced soil foundations under cyclic loading // Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics: Proc. intern. symp., Kyoto, Japan, 22-25 September 2014. Lieden: Balkema, 2014. – P. 742-747.
4. Tanaka T., Yoshiyuki Mohri, Zhussupbekov A. Zh. Elasto-plastic and Viscoplastic Finite Element Analysis – Direct Shear Box Test and Dynamic Deformation of Reinforced Embankment Dam // Достижения, проблемы и перспективные направления развития для теории и практики механики грунтов и фундаментостроения: Труды XIII междунар. симп. по реологии грунтов, Казань, 24-27 апреля 2012. – Казань: Изд-во КГАСУ, 2012. – С. 18-26.
5. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В., Иванова О.А. Малоцикловая выносливость и деформации глинистых грунтов при трехосном циклическом нагружении // Жилищное строительство, 2012, № 9. – С. 6-8.
6. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proc. intern. symp., Seoul, Korea, 25-27 August 2014. Lieden: Balkema, 2014. – P. 401-404.
7. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии // Известия КГАСУ, 2011, № 2 (16). – С. 121-128.
8. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Особенности деформирования глинистых грунтов при режимном нагружении // Известия КГАСУ, 2012, № 4 (22). – С. 193-198.

**Mirsayapov I.T.** – doctor of technical sciences, professor

E-mail: mirsayapov@kgasu.ru

**Koroleva I.V.** – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: koroleva@kgasu.ru

**Kazan State University of Architecture and Engineering**

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1



## Evaluation of the strength and deformability of clay soils under loading regime, taking into account the degradation of the soil structure

### Resume

Existing analytical methods for the calculation of the bearing capacity and sediment grounds not to take into account the peculiarities of stress-strain state of the soil under the simultaneous action of cyclic regime and long-term static loading, which undergoes base in the real world, which leads to a discrepancy between the estimated and actual values. The main reason for the discrepancy is that modern computational models of soils do not take into account that the process of nonlinear volume deformation in time with a combination of load cases is accompanied by complex physical and physico-chemical phenomena, changes in the orientation of the mineral particles and slip planes in space and dilatancy.

In conditions of triaxial clay soils destructive processes and the process of destruction is localized to sites of limit equilibrium. Based on the results of the analysis of experimental and theoretical studies of the author assumed that the destruction of the clay soil occurs when the total length of the micro cracks in the zone limit equilibrium reaches critical limits. Micro cracks in the zone limit unstable equilibrium develops: stand infancy, accumulation submicrocracks, turning them into micro- and macro-cracks and abrupt development to the critical value. Using the calculated fracture mechanism of elastic-visco-plastic bodies, proposed equations describing the change of the basic mechanical properties of soils – specific cohesion and angle of internal friction of clay soils over time.

**Keywords:** regime loading, triaxial compression, micro- and macro-cracks, deformation of soil, specific cohesion, contour integral, dilatancy, deviator.

### Reference list

1. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Prediction of deformation of the foundation with the long-term non-linear deformation of soil // Bases, foundations, soil mechanics, 2011, № 4. – P. 16-23.
2. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev Ye.S. Creep and vibrocreep of soils // Future directions of the theory and practice of rheology and soil mechanics: Proc. XIV intern. symp. on the rheology of soils, Kazan, 8-11 October 2014. – Kazan: Publishers KGASU, 2014. – P. 8-23.
3. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Experimental and theoretical studies of bearing capacity and deformation of reinforced soil foundations under cyclic loading // Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics: Proc. intern. symp., Kyoto, Japan, 22-25 September 2014. Lieden: Balkema, 2014. – P. 742-747.
4. Tanaka T., Yoshiyuki Mohri, Zhussupbekov A. Zh. Elasto-plastic and Viscoplastic Finite Element Analysis – Direct Shear Box Test and Dynamic Deformation of Reinforced Embankment Dam // Achievements, Problems and Perspective Directions of Development for the Theory and Practice of Soil Mechanics and Foundation Engineering Problems: Proc. XIII intern. symp. on the rheology of soils, Kazan, 24-27 April 2012. – Kazan: Publishers KGASU, 2012. – C. 18-26.
5. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V., Ivanova O.A. Low-Cycle Endurance and Deformations of Clay Soils in the Course of Three-Axial Cyclic Loading // Zhilishchnoye stroitelstvo, 2012, № 9. – P. 6-8.
6. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proc. intern. symp., Seoul, Korea, 25-27 August 2014. Lieden: Balkema, 2014. – P. 401-404.
7. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Designed model of long nonlinear deformation of clay soil in a complex stress state // News of the KSUAE, 2011, № 2 (16). – P. 121-128.
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Features of deformation of clay soils during loading of regime // News of the KSUAE, 2012, № 4 (22). – P. 193-198.