



УДК 624.131

Мирсаяпов Илизар Талгатович

доктор технических наук, профессор

E-mail: mirsayapov1@mail.ru**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

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

Расчетная модель изменения прочности глинистых грунтов при трехосном блочном режимном циклическом нагружении**Аннотация**

Постановка задачи. Основной целью выполненных исследований является изучение изменения прочности глинистого грунта в условиях трехосного сжатия, при блочных режимных циклических нагружениях. На сегодняшний день данные о результатах исследований изменения прочности глинистых грунтов при циклическом нагружении для рассмотренных режимов отсутствуют.

Результаты. Проведены теоретические исследования прочности глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия $\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$ при блочных режимных циклических нагружениях. Отличительной особенностью проведенных исследований является то, что изменение прочности описывается с позиции механики разрушения упругопластических тел и основным критерием принято образование и развитие микро- и макротрещин до предельных величин. Установлены закономерности изменения основных прочностных характеристик грунта при переходах на блоки с высокими и низкими уровнями напряжений. Получены новые данные о закономерностях изменения прочности глинистых грунтов при стационарных и нестационарных режимах циклической нагрузки.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительной отрасли заключается в исследовании изменений усталостного сопротивления разрушению глинистых грунтов при трехосном режимном блочном циклическом нагружении. Установлено, что напряженно-деформированное состояние и усталостная прочность грунтов меняются в зависимости от последовательности чередования блоков с различными значениями максимальной нагрузки цикла.

Ключевые слова: блочно-циклическая нагрузка, стационарное и нестационарное нагружение, глинистый грунт, образование и развитие макро- и микротрещин, трехосное нагружение.

Для цитирования: Мирсаяпов Илизар Т. Расчетная модель изменения прочности глинистых грунтов при трехосном блочном режимном циклическом нагружении // Известия КГАСУ. 2020. № 3 (53). С. 5–14.

1. Введение

Аналитические уравнения для описания изменения прочности грунта при режимном блочном циклическом нагружении разрабатываются на основе пространственной расчетной модели грунта при трехосном сжатии, предложенной И.Т. Мирсаяповым и И.В. Королевой. Теоретические исследования, проведенные И.Т. Мирсаяповым [1-2], показывают, что при режимных циклических нагружениях происходит изменения угла внутреннего трения, удельного сцепления между частицами глинистого грунта за счет образования и развития микро- и макротрещин в плоскостях предельного равновесия, приводящие к уменьшению прочности грунта (рис. 1).

Для определения усталостной прочности при нестационарных режимах нагружения обычно вводят понятие накопления повреждений [3-7], при этом имеется ввиду, что в процессе многократно повторяющегося циклического изменения напряжений в грунте накапливаются повреждения, которые затем приводят к разрушению. В общем случае поврежденность зависит от уровня режима нагружения и длительности действия (количества циклов) циклической нагрузки [8-12]. Для сопоставления с предельным значением поврежденности, она должна иметь численное или аналитическое описание [13, 14].

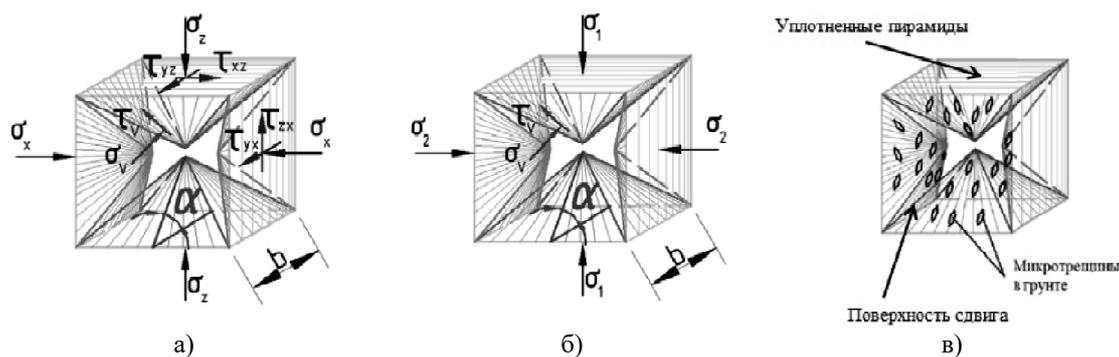


Рис. 1. а) напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве X, Y, Z в произвольный момент времени t в допредельном состоянии;
 б) в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия;
 в) схема развития трещин в плоскостях предельного равновесия в пределах элементарного объема грунта (иллюстрация авторов)

Обычно принимается самая простая гипотеза, что каждый неизменяющийся цикл подавляет к поврежденности одну и ту же величину, и повреждения суммируются от цикла к циклу, т.е. линейная гипотеза суммирования усталостных повреждений [15-17]. В действительности же этот процесс выглядит намного сложнее. Усталостное разрушение грунта представляет собой процесс, включающий зарождение, локализацию и слияние микротрещин, образование микротрещин и их развитие до критических размеров. При этом возникшие микро- и макротрещины влияют на образование следующих, а последующие – на развитие предыдущих [18-21]. По этой причине линейная гипотеза суммирования усталостных повреждений дает очень большой разброс значений долговечности даже для таких однородных материалов как стали и сплавы. Применение скорректированной линейной гипотезы суммирования усталостных повреждений также не дает желаемых результатов.

2. Материалы и методы

Рассмотрим уравнение прочности (выносливости) грунта при нестационарных режимах, учитывающее изложенную кинетику усталостного разрушения грунта. При нестационарном циклическом нагружении фактическое изменение сжимающих нагрузок приводим к блочному нагружению (рис. 2). Весь процесс нагружения можно свести к сумме ряда блоков, чередующихся в определенном порядке, в зависимости от особенностей эксплуатационного режима (рис. 2).

Рассмотрим две основные последовательности нагружения, все остальные нагружения получаются при определенной комбинации этих двух основных случаев (рис. 2). Зададим следующую последовательность загрузки.

γ_1 – при количестве циклов N_1 ; γ_2 – при количестве циклов N_2 ; γ_3 – при количестве циклов N_3 ; γ_{n-1} – при количестве циклов N_{n-1} ; γ_n – при количестве циклов N_n ; γ_{n+1} – при количестве циклов N_{n+1} .

- При первой схеме (рис. 2 а):

$$\gamma_1 < \gamma_2 < \gamma_3 \dots \gamma_{n-1} < \gamma_n < \gamma_{n+1}.$$

- При второй схеме (рис. 2 б):

$$\gamma_1 > \gamma_2 > \gamma_3 \dots \gamma_{n-1} > \gamma_n > \gamma_{n+1},$$

где $\gamma = \frac{P_{max}}{P_{раз}}$; $P_{раз}$ – разрушающая нагрузка при статическом нагружении.

При таких режимах нагружения напряжения, возникающие в сжатом грунте, также подчиняются не равенствам:

$$\sigma_{gr1}^{max} < \sigma_{gr2}^{max} < \sigma_{gr3}^{max} \dots \sigma_{grn-1}^{max} < \sigma_{grn}^{max} < \sigma_{grn+1}^{max}$$

и

$$\sigma_{gr1}^{max} > \sigma_{gr2}^{max} > \sigma_{gr3}^{max} \dots \sigma_{grn-1}^{max} > \sigma_{grn}^{max} > \sigma_{grn+1}^{max},$$

в общем случае $N_1 \neq N_2 \neq N_3 \neq \dots \neq N_{n-1} \neq N_n \neq N_{n+1}$; $\mathcal{P} = \frac{P_{min}}{P_{max}} \neq const.$

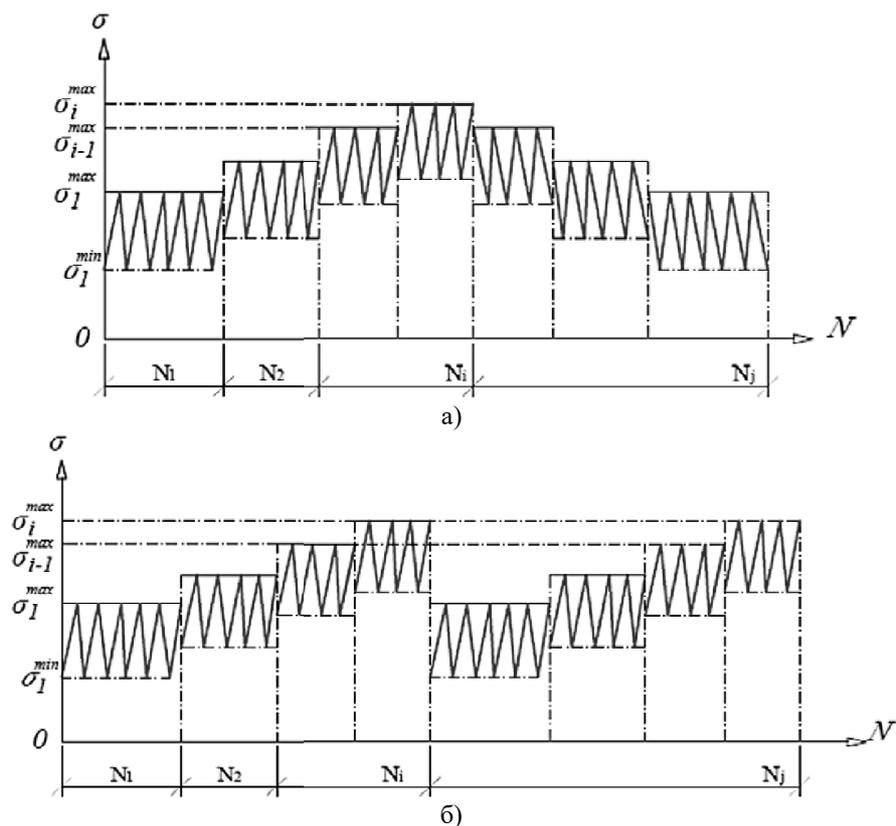


Рис. 2. Варианты компоновки блоков при нестационарном многократно повторяющемся циклическом нагружении (иллюстрация авторов)

Для определения усталостной прочности грунта в этих условиях необходимо вычислить значения меры ползучести, модуля упругости, критических и текущих значений коэффициента интенсивности напряжений при переменных режимах циклической нагрузки. Необходимо отметить, что при переменных (нестационарных) режимах циклической нагрузки изменения меры ползучести $C(t, \tau)$, модуля упругости $E_{gr}(t, \tau)$, коэффициентов интенсивности напряжений $K_{cf}(t)$ и $K_{li}^{max}(t)$, развитие трещины существенным образом отличается от изменения тех же параметров при циклических нагрузках с постоянными характеристиками, и поэтому они описываются другими зависимостями. В этом случае накопление усталостных повреждений в грунте, приводящих к его разрушению, происходит постепенно и зависит от характера нестационарности режима нагружения.

При этом существенную роль играет взаимодействие циклов с различной амплитудой, если процесс циклического нагружения сначала ведется при меньшем значении σ_{gr1}^{max} , а затем при большем σ_{gr2}^{max} , то общая долговечность увеличивается по сравнению с той, в которой нагружение ведется только с большим значением σ_{gr2}^{max} . Это связано с увеличением эффективной поверхностной энергии разрушения грунта в пластической зоне предразрушения в вершине трещины вследствие повторной гидратации монтмориллонита и перераспределения внутренних собственных структурных напряжений. Для определения влияния понижающегося режима нагружения и закономерности развития макротрещины необходимо уметь прогнозировать количество циклов нагружения N_D и длину трещины Δl_D , которые характеризуют влияние высокого уровня нагружения на развитие макротрещины при последующем более низком уровне нагружения. Решение указанной задачи вызывает необходимость установления зависимости изменения скорости развития трещины при приложении её в зоне влияния блока нагружения с более высоким уровнем напряжения $V^n(t) = f_i(l_i)$, т.е. необходимо установить закономерности влияния однократных и многократных перегрузок на задержку развития усталостной трещины N_D . Вначале до точки A производится

циклическое нагружение в режиме с максимальным коэффициентом интенсивности напряжений K_{i-1}^{max} , минимальным коэффициентом интенсивности напряжений K_{i-1}^{min} , с размахом $\Delta k_{i-1} = K_{i-1}^{max} - K_{i-1}^{min}$. Затем в точке А режим нагружения меняется и прикладывается нагрузка более высокого уровня с максимальным значением коэффициента интенсивности напряжений K_{in}^{max} , после нагружения в этом режиме N_n циклов устанавливается более низкий режим нагружения. В результате действия перегрузочного блока нагружения скорость развития усталостной трещины уменьшается, и только после некоторого количества циклов нагружения N_D (так называемой задержкой развития) становится в точке Б равной или близкой к значению V_{i+1} в отсутствие перегрузочного режима. Приращение длины макротрещины a_D за количество циклов нагружения N_D показывает размеры зоны влияния перегрузочного блока нагружения на дальнейшее развитие трещины при последующих более низких уровнях нагрузки.

3. Результаты

Экспериментальными исследованиями установлено, что область влияния перегрузки определяется размерами концевой пластической режим, в вершине микротрещины, образовавшейся при перегрузочном режиме. Тогда размеры зоны влияния перегрузочного режима a_D вычисляется по формуле:

$$a_D = 2l_y = \frac{1}{\pi} \left[\frac{k_{in}^{max}}{R_{grt}} \right]^2, \tag{1}$$

где k_{in}^{max} – максимальное значение коэффициента интенсивности напряжений при перегрузочном блоке нагружения.

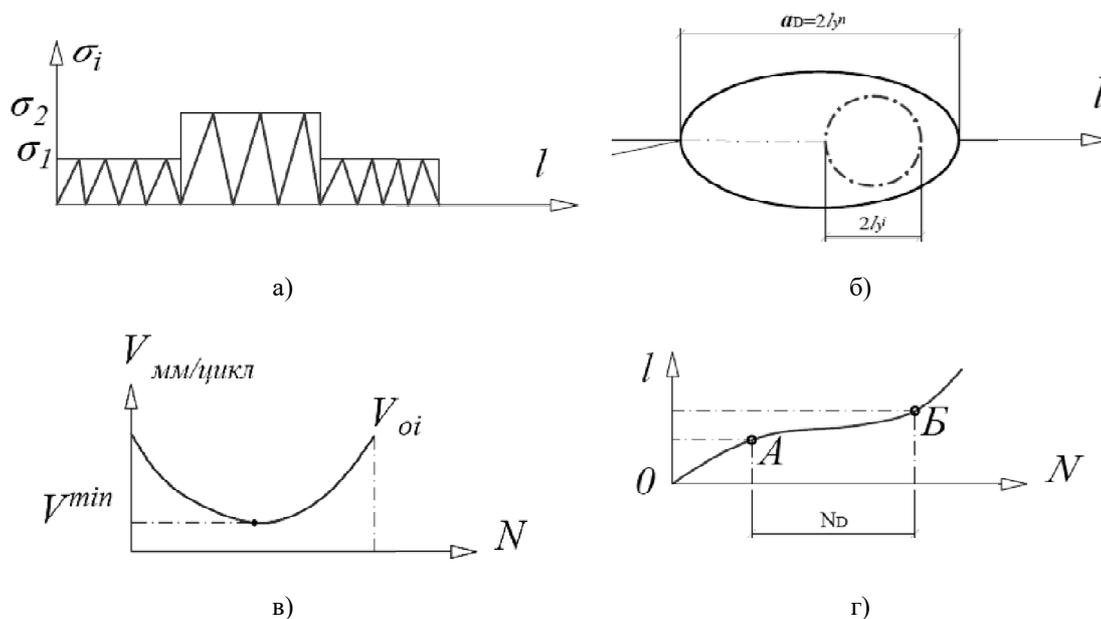


Рис. 3. Схема определения скорости развития усталостной трещины в области влияния перегрузочного блока нагружения (иллюстрация авторов)

Для определения функций скорости развития трещины $V(t) = f(l)$ в зоне влияния перегрузочного блока нагружения привлекаем функцию. Тогда функция изменения скорости развития макротрещины в области влияния перегрузочного блока $V_i^n(l)$ при i -том блоке нагружения представляется в виде (рис. 3):

$$V_i^n(l) = V_{oi} - \sqrt[n]{f\left(\frac{l}{a_D}; \eta; \gamma\right)} \text{ при } 0 \leq \frac{l}{a_D}, \tag{2}$$

где V_{oi} – скорость развития макротрещины в i -том блоке нагружения с k_{ii}^{max} и \mathcal{P}_i в предположении отсутствия перегрузочного блока нагружения при $0 < l/a_D \leq 1$ и $0 < \gamma < \eta$:

$$f\left(\frac{l}{a_D}; \eta; \gamma\right) = \frac{\Gamma(\varepsilon + \varepsilon)}{\Gamma(\varepsilon) \cdot \Gamma(\varepsilon)} \cdot \left(\frac{l}{a_D}\right)^{\varepsilon-1} \cdot \left(1 - \frac{l}{a_D}\right)^{\varepsilon-1}, \tag{3}$$

здесь Γ – гамма-функция.

При этом соблюдается условие:

$$\int_0^{a_D} \bar{V}^n f\left(\frac{l}{a_D}; \eta; \gamma\right) dl = S^n, \tag{4}$$

где S^n – площадь, ограниченная кривой $V_1^n(l)$ и $V_{0i}(l)$;

$\bar{V}_i^n = \frac{S^n}{a_D}$ – коэффициент размерности, мм²/цикл.

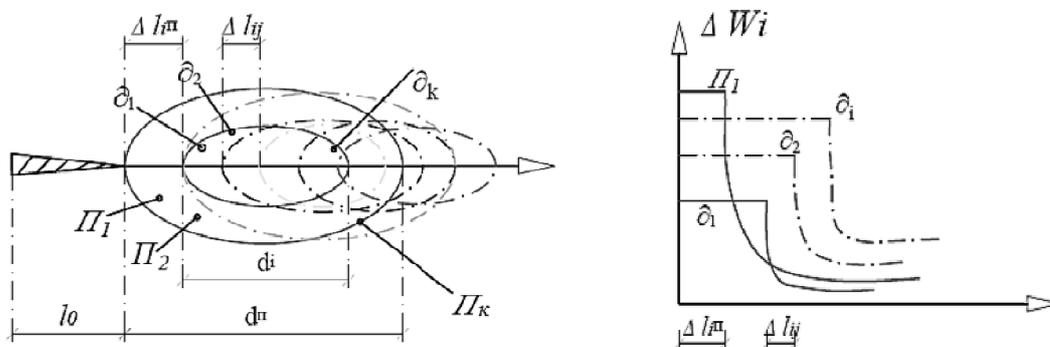


Рис. 4. Схема накопления удельной энергии неупругой деформации в пределах пластической зоны в вершине макротрещины в области влияния перегрузки (иллюстрация авторов)

На рис. 4: d^n – размер пластической зоны при перегрузочном режиме; d_i – размер пластической зоны при рассматриваемом режиме; Δl_i^n – размеры микроэлементов в пластической зоне при перегрузочном режиме; Δl_{ij} – размеры микроэлементов в пластической зоне при рассматриваемом режиме; $\Pi_1 \dots \Pi_k$ – номера микроэлементов при перегрузочном режиме; $\delta_1 \dots \delta_k$ – номера микроэлементов при рассматриваемом режиме.

По этой причине в вершине трещины возникает область сжатия и, как следствие, пластическая зона в вершине трещины при уровне нагрузки с k_{ln}^{max} оказывается предварительно обжатой. Поэтому после перегрузочного режима какое-то время трещина развивается чрезвычайно медленно или вообще не развивается, так как, в зависимости от разности уровней перегрузочного и обычного режимов нагружения, энергия растягивающих напряжений уравнивается энергией сжимающих напряжений ΔW_c (рис. 5).

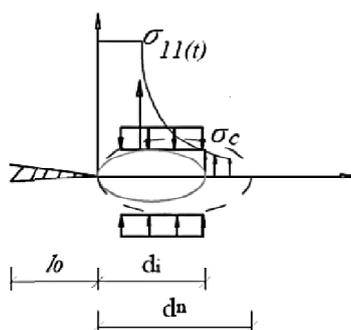


Рис. 5. Схема расчетная напряженного состояния в вершине трещины в области влияния перегрузки (иллюстрация авторов):
 σ_{11} – сжимающие напряжения; σ_c – растягивающие напряжения

Энергия сжимающих напряжений ΔW_c является начально фиксированной, и ее влияние уменьшается с увеличением количества циклов нагружения и вычисляется по формуле:

$$\Delta W_c = \int_0^{\varepsilon_y^n} \sigma_{11n}(t) d\varepsilon - \int_0^{\varepsilon_y} y_{11i}(t) de, \tag{5}$$

где $y_{11n}(t)^0$ – напряжения в вершине трещины при значении коэффициента интенсивности напряжений k_{ln}^{max} при перегрузочном режиме нагружения; $y_{11i}(t)$ – то же

самое, при коэффициенте интенсивности напряжений k_{In}^{max} , соответствующем i -му блоку нагружения $k_{In}^{max} < k_{In}^{max}$.

В случае, когда нагружение ведется в обратной последовательности, т.е. сначала при большем значении y_{gr}^{max} затем при меньшем y_{gr1}^{max} , снижение усталостной прочности грунта на втором этапе (т.е. при y_{gr1}^{max}) будет чрезвычайно медленным. Это связано с тем, что при перегруженном блоке нагружения появляется большая зона пластически деформированного грунта в вершине микро- и макротрещины усталости. В следующем блоке нагружения, когда уровень максимальных напряжений снижается до y_{gr1}^{max} , зона пластически деформированного грунта должна вписываться в окружающую упругую среду. После разгрузки упругая часть грунта стремится занять первоначальное положение и «обжимает» пластически деформированный грунт в вершине трещины. Остаточные сжимающие напряжения стремятся закрыть (зажать) вершину трещины. Последующий процесс циклического нагружения может вызвать развитие микро- и макротрещин только в том случае, если величина остаточных напряжений превышена настолько, чтобы вершина трещины снова могла раскрыться. Этим и объясняется низкая скорость снижения усталостной прочности при таком изменении режимов нагружения. Поэтому для описания изменения выносливости грунта при нестационарном режиме необходимо исследование влияния последовательно высоких и низких переменных напряжений. Влияние градиента нагружения на выносливость учитывается уравнениями изменения критического коэффициента интенсивности напряжений и развития микро- и макротрещин.

4. Обсуждение

Вычисление прочности грунта при нестационарных режимах последовательно повышающегося режима нагружения производится по формуле:

$$R_{gr}(t, \tau) = 2E_{grt} \left[\int_0^{\varepsilon_k} \sigma_{ii} + \sum_1^n [m_{in} (\varepsilon_R - \varepsilon_{ii})^n] d\varepsilon - \left(\sum \sum \left(C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k a\psi_{v11} (\sigma_{grt1}^{max})^2 + \left(C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k \right)_i a\psi_{v11} \Delta \sigma_{grt1}^2 - C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k a\psi_{v1j} (\sigma_{grt1}^{max})^2 (1 - \rho_1)^2 [1 + (1 - a\psi_{v1j})^{N_i - 1}] - \left(C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k \right)_i a\psi_{vij} [1 + (1 - a\psi_{vij})^{N_i - 1}] \Delta \sigma_{grt1}^2 \right) \right] + \sum_1^N C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k a\psi_{v1j} (\sigma_{grt1}^{max})^2 (1 - \rho_1)^2 [1 + (1 - a\psi_{vij})^{N_i - 1}] + \sum_{i=1}^n \sum_1^{N_i} \left(C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k \right)_i a\psi_{vij} [1 + (1 - a\psi_{vij})^{N_i - 1}] \Delta \sigma_{grt1}^2 + \sum_{i=1}^n \rho_i (\sigma_{grt1}^{max})^2 C_\infty(t, \tau) f_i(t, \tau) - \sum_1^{k_{i1}} \Delta W_{npj(j-1)} - \Delta W_{npj(i-1)} \right] \cdot k_0^2 \cdot R_{grt,ses} \cdot k_{\rho gr} \cdot ds \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi a Y(l)}} (l_u + 4l_{sh} \cdot tg \alpha \cdot \sin \alpha) \cdot \left. \left[l(t_0, \tau) + \sum_{i=1}^n l_{мик} + \sum_{j=1}^{\infty} \Delta l + \left\langle \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \left[\frac{k_{ii}(t) \varphi_1(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_2(\sigma_i)}{E_{grt}} \right] - \int_{t_0}^t \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \right\rangle^2 \right. \right. \\ \left. \left. + \sum_1^n \sum_1^{\infty} \frac{2\pi (k_{\rho gr} R_{grt,t})^4 m_j^4(t, \tau) \left[\frac{1}{E_{grt}} + C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k a\psi_{vi} \right]^2}{\int_0^{\varepsilon_k} \left[\sigma_{ii} + \sum_1^n m_{in} (\varepsilon_R - \varepsilon_{ii})^n \right] d\varepsilon - \frac{1}{2} \sigma_{ii} \varepsilon_{ii} - \sum_1^n \sum_1^{\infty} W_{npj(i-1)} - \sum_1^{\infty} \Delta W_{npj(j-1)}} \cdot N_{ij} \right. \right. \\ \left. \left. \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \left[\frac{k_{ii}(t) \varphi_1(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_2(\sigma_i)}{E_{grt}} \right] - \int_{t_0}^t \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{in}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \right\rangle - A^* \right. \right. \\ \left. \left. \text{где } A^* = \left(k_{\rho gr} R_{grt} \right)^2 m_j^2(t, \tau) \left[\frac{1}{E_{grt}} + C_\sigma \prod_{k=1}^{k=g} k_k a\psi_{vij} \right] \right. \right. \end{array} \quad (6)$$

Вычисление прочности грунта при нестационарных режимах последовательно понижающегося режима нагружения производится по формуле:

$$R_{gr}(t, \tau) = 2E_{grt} \left[\int_0^{\varepsilon_R} \sigma_{ii} + \sum_1^3 [m_{in} (\varepsilon_R - \varepsilon_{ii})^n] d\varepsilon - \sum \sum \left(\left(C_{\partial} \prod_{k=1}^{k=g} k_k a \psi_{V11} (\sigma_{grt1}^{\max})^2 + \varepsilon_{xi+1}^{nc} \sigma_{grt1+1}^{\max} (1 - \rho_{i+1}) - \left(C_{\partial} \prod_{k=1}^{k=g} k_k \right)_i a \psi_{Vij} (\sigma_{grti}^{\max})^2 (1 - \rho_i)^2 [1 + (1 - a \psi_{Vij})^{N_i-1}] \right) \right) + \sum_{i=1}^n \sum_1^{N_i} \left(C_{\partial} \prod_{k=1}^{k=g} k_k \right)_i a \psi_{Vij} (\sigma_{grti}^{\max})^2 (1 - \rho_i)^2 [1 + (1 - a \psi_{Vij})^{N_i-1}] + \sum_{i=1}^n \rho_i (\sigma_{grti}^{\max})^2 C_{\infty} (t, \tau) f_i (t, \tau) - \sum_{i=2}^n \varepsilon_{xi}^{nc} \sigma_{grti}^{\max} (1 - \rho_i) - \sum_1^{k_i-1} \Delta W_{npj(j-1)} - \Delta W_c \right] \cdot k_0^2 \cdot R_{grt,ses} \cdot k_{\rho gr} \cdot ds \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi} a_1 Y(l)} (l_u + 4l_{sh} \cdot tg \alpha \cdot \sin \alpha) \cdot \left(l(t_{0,t}) + \sum_{i=1}^n l_{\max} + \left\langle \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{iii}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \left[\frac{k_{ii}(t) \varphi_1(\sigma_i)}{E_{grt}} + \frac{k_{iii}(t) \varphi_2(\sigma_i)}{E_{grt}} \right] - \int_{t_0}^t \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{iii}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \right\rangle^2 + \sum_1^n \sum_1^{\infty} \frac{2\pi (k_{\rho gr} R_{grt,t})^4 m_j^4 (t, \tau) \left[\frac{1}{E_{grt}} + C_{\partial} \prod_{k=1}^{k=g} k_k a \psi_{Vi} \right]^2}{\int_0^{\varepsilon_R} \left[\sigma_{ii} + \sum_1^3 m_{in} (\varepsilon_R - \varepsilon_{ii})^n \right] d\varepsilon - \frac{1}{2} \sigma_{ii} \varepsilon_{ii} - \sum_1^n \sum_1^{\infty} W_{npj(i-1)} + \sum_1^{\infty} \Delta W_c} \cdot \Delta N_i \cdot \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{iii}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \left[\frac{k_{ii}(t) \varphi_1(\sigma_i)}{E_{grt}} + \frac{k_{iii}(t) \varphi_2(\sigma_i)}{E_{grt}} \right] - \int_{t_0}^t \left[k_{ii}(t) \varphi_{11}(\sigma_i) + k_{iii}(t) \varphi_{21}(\sigma_i) \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \right\rangle - A^* \right)$$

где $A^* = (k_{\rho gr} R_{grt,t})^2 m_j^2 (t, \tau) \left[\frac{1}{E_{grt}} + C_{\partial} \prod_{k=1}^{k=g} k_k a \psi_{Vi} \right]$;

y_{grti}^{\max} – максимальные растягивающие напряжения цикла в вершине трещины.

5. Заключение

1. Проведенные исследования позволили установить закономерности изменения прочности грунта при трехосном блочном циклическом нагружении, согласно которым разрушение и нелинейное деформирование грунта характеризуются образованием и развитием микро- и макротрещин в плоскостях предельного равновесия, инициаторами которых являются дефекты структуры в виде пор или пустот и усадочные макротрещины.

2. Разработаны уравнения изменения прочности глинистого грунта при трехосном режимном циклическом нагружении для стационарного, последовательно повышающегося и последовательно понижающегося режимов, на основе теории механики трещин.

3. Полученные уравнения описают изменения прочности грунта при рассмотренных режимах, с учетом, наблюдаемых в экспериментах, процессов упрочнения и разупрочнения и эффекта торможения на разных стадиях циклического трехосного сжатия, и позволяют достаточно точно оценивать несущую способность оснований фундаментов при режимных нагружениях, чтобы получить надежные и экономические проектные решения.

Список библиографических ссылок

1. Andersen K. H. Bearing capacity under cyclic loading -offshore, along the coast, and on land: The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo / Oslo, 2007. Vol. 46. P. 513–535. DOI: 10.1139/T09–003. 2007.513–35.
2. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Bearing capacity of foundations under regime cyclic loading: 15th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng / ARC, 2015. P. 1214–1217.

3. Far Ashraf, Davie. J. Tank Settlement Due to Highly Plastic Clays: 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering / Arlington, Va, August, 2008. P. 1–6.
4. Xianzhang Ling, Peng Li, Feng Zhang, Yingying Zhao, Yan Li, Lingshi An Permanent deformation characteristics of coarse grained subgrade soils under train-induced repeated load // Hindawi advances in materials science and engineering. 2017. Vol. 15. P.15. DOI: 10.1155/6241479. 2017. 15.
5. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V., Ivanova O. A. Low-Cycle endurance and deformation of clay soils under three-axis cyclic loading // Housing construction in Moscow. 2012. Iss. 9. P. 6–8. Doi: 18083643/0044-4472. 2012.9.6–8.
6. Kutergin V. N., Pankov K. V., Kalbergenov R. G., Karpenko F. S., Manukin V. B. Assessment of changes in soil Strength under cyclic loads modeling the impact of storm Waves on the structure // Geocology. Engineering Geology, hydrogeology, Geocryology Moscow. 2015. Iss. 5. P. 450–459. DOI: 007.001.0869-7803.2015.000.005.450–459.
7. Hussein H. K., Zeena W. S., Adel H. J. Behaviour of soft clayey soil improved by fly ash and geogrid under cyclic loading // Civil engineering journal. Iraq. 2020. Vol. 6. Iss. 2. P. 225–237. DOI:10.28991/cej-2020-03091466.
8. Elia G., Rouainia M. Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model, soil dyn, earthq, eng // School of civil engineering and geosciences, Newcastle University, NE1 7RU Newcastle upon Tyne, UK. 2016. Vol. 88. P. 399–411. DOI: 10.1016/j.soildyn.2016.06.014.
9. Gu C., Wang J., Cai Y., Sun L., Wang P., and Dong Q. Deformation characteristics of overconsolidated clay sheared under constant and variable confining pressure, soils and foundations // Japanese geotechnical society. 2016. Vol. 56. Iss. 3. P. 427–439. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.014.
10. Hicher P. Y. Experimental study of viscoplastic mechanisms in clay under complex loading // geotechnique. 2016. Vol. 66. Iss. 8. P. 661–669. DOI:10.1680/jgeot.15. P. 203.
11. Hu C. and Liu H. A new bounding-surface plasticity model for cyclic behaviors of saturated clay // Commun. Nonlinear Sci. Numer. Simul. 2015. Vol. 22. Iss. 1-3. P. 101–119. DOI: 10.1016/j.cnsns.2014.10.023.
12. Wang Y. Cyclic response of natural soft marine clay under principal stress rotation as induced by wave loads // Ocean eng. 2017. Vol. 129. P. 191–202. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2016.11.031.
13. Ni J., Indraratna B., Geng X.Y., Carter J. P., Chen Y. L. Model of soft soils under cyclic loading // Int. J. Geomech. 2015. Vol. 15. Iss. 4. P. 212. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000411.
14. Lei H., Li B., Lu H., Ren Q. Dynamic deformation behavior and cyclic degradation of ultrasoft soil under cyclic loading // J. Mater. Civ. Eng. 2016. Vol. 28. Iss. 11. P. 450. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001641.
15. Ren X.-W., Xu Q., Teng J., Zhao N., Lv L. A novel model for the cumulative plastic strain of soft marine clay under long-term low cyclic loads // Ocean Eng. 2018. Vol. 149. P. 194–204. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2017.12.028.
16. Khan I., Nakai K., Noda T. Undrained cyclic shear behavior of clay under drastically changed loading rate // Int. J. Geomate. 2020. Vol. 66. Iss. 18. P. 16–23. DOI: 10.21660/2020.66.07893.
17. Hirai H. Assessment of cyclic response to suction caisson in clay using a three-dimensional displacement approach // Mar. Georesources Geotechnol. 2018. Vol. 36. Iss. 7. P. 805–817. DOI: 10.1080/1064119X.2017.1386743.
18. Liu Y., Huang M., Ma S. A simplified calculation method for axial cyclic degradation of offshore wind turbine foundations in clay // Mar. Georesources Geotechnol. 2020. Vol. 38. Iss. 2. P. 204–213. DOI: 10.1080/1064119X.2019.1566296.
19. Feng J., Wu X. Y., Zhu B. L., Yang Q. X. Analytical solution to one-dimensional consolidation in unsaturated soils under sinusoidal cyclic loading // J. Cent. South Univ. 2015. Vol. 2. Iss. 22. P. 646–653. DOI: 10.1007/s11771-015-2566-y.
20. Zhao M. H., Heng S., Zheng Y. Numerical simulation on behavior of pile foundations under cyclic axial loads // J. Cent. South Univ. 2017. Vol. 24. P. 2906–2913. DOI:

10.1007/s11771-017-3704-5.

21. Kayumov R. A., Tazyukov B. F., Mukhamedova I. Z. Identification of Mechanical Characteristics of a Nonlinear-Viscoelastic Composite by Results of Tests on Shells of Revolution // *Mechanics of Composite Materials*. 2019. Vol. 55. P. 171–180. DOI: 10.1007/s11029-019-09802-3.

Mirsayapov Ilizar Talgatovich

doctor of technical sciences, professor

E-mail: mirsayapov1@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

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

**Calculation model of changes in the strength
of clay soils under triaxial block mode cyclic loading**

Abstract

Problem statement. The main purpose of the research is to study changes in the strength of clay soil under conditions of triaxial compression, under block mode cyclic loads. To date, there are no data on the results of studies of changes in the strength of clay soils under cyclic loading for the considered modes.

Results. Theoretical studies of the strength of clay soils under conditions of triaxial compression $\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$ under block mode cyclic loads are carried out. A distinctive feature of the research is that the change in strength is described in terms of the mechanics of the destruction of elastic-plastic bodies and the main criterion is the formation and development of micro- and macro-cracks to the limit values. The regularities of changes in the main strength characteristics of the soil during transitions to blocks with high and low stress levels are established. New data on the regularities of changes in the strength of clay soils under stationary and non-stationary modes of cyclic loading are obtained.

Conclusions. The significance of the results obtained for the construction industry lies in the study of changes in the fatigue resistance to destruction of clay soils under three-axis regime block cyclic loading. It is established that the stress-strain state and fatigue strength of soils change depending on the sequence of alternating blocks with different values of the maximum load of the cycle.

Keywords: block-cyclic loading, stationary and non-stationary loading, clay soil, formation and development of micro-and macro-cracks, triaxial loading.

For citation: Mirsayapov Ilizar T. Calculation model of changes in the strength of clay soils under triaxial block mode cyclic loading // *Izvestija KGASU*. 2020. № 3 (53). P. 5–14.

Reference

1. Andersen K. H. Bearing capacity under cyclic loading -offshore, along the coast, and on land: The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo / Oslo, 2007. Vol. 46. P. 513–535. DOI: 10.1139/T09-003. 2007.513–35.
2. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Bearing capacity of foundations under regime cyclic loading: 15th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng / ARC, 2015. P. 1214–1217.
3. Far Ashraf, Davie. J. Tank Settlement Due to Highly Plastic Clays: 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering / Arlington, Va, August, 2008. P. 1–6.
4. Xianzhang Ling, Peng Li, Feng Zhang, Yingying Zhao, Yan Li, Lingshi An Permanent deformation characteristics of coarse grained subgrade soils under train-induced repeated load // *Hindawi advances in materials science and engineering*. 2017. Vol. 15. P.15. DOI: 10.1155/6241479. 2017. 15.
5. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V., Ivanova O. A. Low-Cycle endurance and

- deformation of clay soils under three-axis cyclic loading // *Housing construction in Moscow*. 2012. Iss. 9. P. 6–8. DOI: 18083643/0044-4472. 2012.9.6–8.
6. Kutergin V. N., Pankov K. V., Kalbergenov R. G., Karpenko F. S., Manukin V. B. Assessment of changes in soil Strength under cyclic loads modeling the impact of storm Waves on the structure // *Geoecology. Engineering Geology, hydrogeology, Geocryology Moscow*. 2015. Iss. 5. P. 450–459. DOI: 007.001.0869-7803.2015.000.005.450–459.
 7. Hussein H. K., Zeena W. S., Adel H. J. Behaviour of soft clayey soil improved by fly ash and geogrid under cyclic loading // *Civil engineering journal. Iraq*. 2020. Vol. 6. Iss. 2. P. 225–237. DOI:10.28991/cej-2020-03091466.
 8. Elia G., Rouainia M. Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model, soil dyn, earthq, eng // *School of civil engineering and geosciences, Newcastle University, NE1 7RU Newcastle upon Tyne, UK*. 2016. Vol. 88. P. 399–411. DOI: 10.1016/j.soildyn.2016.06.014.
 9. Gu C., Wang J., Cai Y., Sun L., Wang P., and Dong Q. Deformation characteristics of overconsolidated clay sheared under constant and variable confining pressure, soils and foundations // *Japanese geotechnical society*. 2016. Vol. 56. Iss. 3. P. 427–439. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.014.
 10. Hicher P. Y. Experimental study of viscoplastic mechanisms in clay under complex loading // *geotechnique*. 2016. Vol. 66. Iss. 8. P. 661–669. DOI:10.1680/jgeot.15. P. 203.
 11. Hu C. and Liu H. A new bounding-surface plasticity model for cyclic behaviors of saturated clay // *Commun. Nonlinear Sci. Numer. Simul*. 2015. Vol. 22. Iss. 1-3. P. 101–119. DOI: 10.1016/j.cnsns.2014.10.023.
 12. Wang Y. Cyclic response of natural soft marine clay under principal stress rotation as induced by wave loads // *Ocean eng*. 2017. Vol. 129. P. 191–202. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2016.11.031.
 13. Ni J., Indraratna B., Geng X.Y., Carter J. P., Chen Y. L. Model of soft soils under cyclic loading // *Int. J. Geomech*. 2015. Vol. 15. Iss. 4. P. 212. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000411.
 14. Lei H., Li B., Lu H., Ren Q. Dynamic deformation behavior and cyclic degradation of ultrasoft soil under cyclic loading // *J. Mater. Civ. Eng*. 2016. Vol. 28. Iss. 11. P. 450. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001641.
 15. Ren X.-W., Xu Q., Teng J., Zhao N., Lv L. A novel model for the cumulative plastic strain of soft marine clay under long-term low cyclic loads // *Ocean Eng*. 2018. Vol. 149. P. 194–204. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2017.12.028.
 16. Khan I., Nakai K., Noda T. Undrained cyclic shear behavior of clay under drastically changed loading rate // *Int. J. Geomate*. 2020. Vol. 66. Iss. 18. P. 16–23. DOI: 10.21660/2020.66.07893.
 17. Hirai H. Assessment of cyclic response to suction caisson in clay using a three-dimensional displacement approach // *Mar. Georesources Geotechnol*. 2018. Vol. 36. Iss. 7. P. 805–817. DOI: 10.1080/1064119X.2017.1386743.
 18. Liu Y., Huang M., Ma S. A simplified calculation method for axial cyclic degradation of offshore wind turbine foundations in clay // *Mar. Georesources Geotechnol*. 2020. Vol. 38. Iss. 2. P. 204–213. DOI: 10.1080/1064119X.2019.1566296.
 19. Feng J., Wu X. Y., Zhu B. L., Yang Q. X. Analytical solution to one-dimensional consolidation in unsaturated soils under sinusoidal cyclic loading // *J. Cent. South Univ*. 2015. Vol. 2. Iss. 22. P. 646–653. DOI: 10.1007/s11771-015-2566-y.
 20. Zhao M. H., Heng S., Zheng Y. Numerical simulation on behavior of pile foundations under cyclic axial loads // *J. Cent. South Univ*. 2017. Vol. 24. P. 2906–2913. DOI: 10.1007/s11771-017-3704-5.
 21. Kayumov R. A., Tazyukov B. F., Mukhamedova I. Z. Identification of Mechanical Characteristics of a Nonlinear-Viscoelastic Composite by Results of Tests on Shells of Revolution // *Mechanics of Composite Materials*. 2019. Vol. 55. P. 171–180. DOI: 10.1007/s11029-019-09802-3.