

УДК 624.131 + 539.215

РАСЧЕТ НЕОДНОРОДНЫХ УПРУГИХ И УПРУГОПОЛЗУЧИХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ПЕСЧАНОЙ ПОДУШКИ

¹Дасибеков А., ¹Юнусов А.А., ²Юнусова А.А.

¹Южно-казахстанский государственный университет

имени М. Ауэзова, Шымкент, e-mail Yunusov1951@mail.ru;

²Казахская академия транспорта и коммуникации имени М. Тынышпаева, Алматы

В данной работе приведена различная постановка упругих и упругоползучих задач уплотнения глинистых грунтовых оснований с устройством песчаной подушки, обладающих неоднородным свойством. Причем неоднородность земляных масс выражается через их модуль деформации. То, что грунт по своей структуре является неоднородным строительным материалом, это уже доказано. Однако, как математически описать неоднородность уплотняемого грунтового массива, это уже вопрос? Профессор Г.К. Клейн проводя расчет осадок сооружений неоднородного линейно-деформируемого полупространства модуль его деформации считает переменным по степенному закону глубины уплотняемого массива. В то же время Г.Я. Попов, изучая изгиб плит на упругом неоднородном полупространстве, его модуль деформации считает переменным по экспоненциальному закону глубины. Причем каждый убедительно доказывает, что неоднородность грунта можно учесть, только так. Основываясь на эти работы, нами для изучения процесса упругих и упругоползучих задач консолидации водонасыщенных неоднородных грунтов, их модуль деформации также считается переменным по глубине. Свойство ползучести грунтов при этом учитывается через теорию Г.Н. Маслова, Н.Х. Арутюняна. Кроме того, в данной работе учитывается структурная прочность сжатия грунта. Часть нагрузки, равная величине сразу же воспринимается скелетом грунта. В качестве примера приведены решения задач уплотнения упругих и упругоползучих задач уплотнения глинистых грунтовых оснований, модуль деформации, которых изменяется по экспоненциальному закону глубины.

Ключевые слова: оснований песчаной подушки, грунт, деформация, фундамент, неоднородность, зависимость, сжимаемость, упругих и упругоползучих грунтов

CALCULATION AND UPRUGOPOLZUCHIH HETEROGENEOUS ELASTIC SUBGRADE AT THE DEVICE SANDY BASE

¹Dasibekov A., ¹Yunusov A.A., ²Yunusova A.A.

¹Yuzhno Kazakhstan State University named after M. Auezov, Shymkent, e-mail Yunusov1951@mail.ru;

²Kazhskaya Academy of Transport and Communication named M. Tynyshpaeva, Almaty

In this paper we present a different formulation of the elastic and uprugopolzuchih problems sealing clay soil bases with sand cushion device having a non-uniform property. Moreover, the heterogeneity of earth masses expressed through their modulus of deformation. The fact that the soil on the structure is not uniform building material, it has been proved. However, as mathematically describe heterogeneity compacted soil mass, this is the question? Professor G.K. Kleyn spending account sediment structures inhomogeneous linearly deformable half-module of its deformation is considered a variable power-law depth of the packed array. At the same time GY Popov, studying bending plates on elastic inhomogeneous half, the modulus of deformation is considered a variable exponentially with depth. And each proves that the heterogeneity of soil can be accounted for only in this way. Based on this work, we have to study the process of elastic and consolidation tasks uprugopolzuchih saturated heterogeneous soil, their modulus of deformation is also considered a variable depth. Creep properties of soil is taken into account by the theory G.N. Maslova N.H. Arutyunyan. In addition, this study takes into account the structural strength of the compression of the soil. the load, which is equal to the value immediately perceived the soil skeleton. As an example, the solution of problems of elastic compression and compaction problems uprugopolzuchih clay soil bases, deformation modulus, which varies exponentially with depth.

Keywords: grounds sandy base, ground deformation, foundation, heterogeneity, dependence, compressibility, elastic and uprugopolzuchih soil

Строительство сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах требует более внимательного подхода к ним. Это связано с тем, что сооружения, взаимодействующие с такими грунтами, испытывают большие осадки. Если залегающие непосредственно под подошвой фундамента грунты слабые, рыхлые, с малым расчетным сопротивлением, то прежде чем строить высотные здания создают искусственные основания. В этом случае в качестве основания применяются песчаные подушки мощностью от 1–2 до 7 м. Слабые грунты под подошвой удаляют на глубину,

определяемую расчетом, а образовавшийся котлован заполняют песком разного калибра или гравием, обладающим малой сжимаемостью и допускающим сильное давление. Следовательно, при закладке фундамента существенную роль выполняет песчаная насыпная подушка, и использования песчаной подушки при сооружении фундамента может дать существенную экономию материальных средств. Именно песчаная подушка способна стать действенным способом, с помощью которого удастся создать оптимальную нагрузку на нижнюю часть фундамента. Благодаря песчаной по-

душке, можно выполнить поднятие нижней части фундамента относительно уровня грунтовых вод, а также добиться полного исключения соприкосновения фундамента со строительными объектами и материалами, являющегося причинами деформаций. Основания, во время выполнения которых использовалась песчаная подушка под фундамент, выделяются повышенной стойкостью к возможным перепадам температур, давлению и уровню влагостояния в почве. Короче говоря, они позволяют уменьшить глубину заложения фундаментов и увеличивают их устойчивость, а также применение их уменьшает осадки фундаментов. Кроме того, песчаные подушки используются в качестве дренающего слоя, так как поровая вода из нижележащих водонасыщенных глинистых грунтов отжимается в процессе уплотнения грунтов от веса самой подушки, ускоряя процесс консолидации грунтов основания.

На тех основаниях, где имеется высокий уровень грунтовых вод, укладку подушки делают только с предварительно созданным дренажем. Поскольку такие грунты могут вспучиваться и промерзать, представляя тем самым потенциальную опасность для фундамента. Иногда для возведения фундаментной подушки песок не используется. Его можно заменить, к примеру, гравием, в который входит песчаная фракция. Этот материал так же хорошо будет сдерживать нагрузки со стороны фундамента. Технология его укладки практически ни чем не отличается от укладки песка. Кстати, и сам фундамент на гравийной подушке будет стоять долго. Это достаточно надежное основание. Щебень так же является хорошим заменителем песка, его обычно используют в проблемных грунтах, на которых фундамент заливать сложно. Но все же специалисты рекомендуют даже щебень смешивать с песком. Он просто заполнит все пространство, которое остается между частями фракции.

Песчаные и щебеночные (или гравийные) подушки предназначены для распределения давления от фундамента на большую площадь либо для замены слоя слабого грунта под фундаментом.

Кроме того, деформативные свойства грунтов, вообще говоря, меняются с координатами точки, и допущение об их однородности представляет собой идеализацию реальных состояний уплотняемых земляных масс. В этом отношении теоретические и экспериментальные исследования Г.К. Клейна [6], Попова Г.Я. [7], Б.Н. Баршевского [3] и других исследователей показали, что грунты, на которых строятся сооружения, по своим механическим свойствам являются неоднородными и эта неоднородность грунта может изменяться по глубине согласно законам

$$E(z) = E_m z^m; \quad (1)$$

$$E = E_0 e^{\alpha z} \quad (0 < \alpha < 1), \quad (2)$$

где E_m является модулем деформации грунта на глубине $z = 1$; показатель m в большинстве случаев лежит в пределах $0 < m < 2$; E_0 , α – опытные данные.

Как известно, что грунт – это минерально-дисперсное тело и обладает определенной пористостью. Изменения пористости под влиянием внешних нагрузок от сооружения подчиняются следующим закономерностям: во-первых, изменению коэффициента пористости от давления, сдвигу при трении и скольжения; ламинарной фильтрации; во-вторых, линейной или нелинейной деформируемости. Здесь при оценке сжимаемости грунтов важно выяснить зависимость между изменениями внешней нагрузки и изменением коэффициента пористости грунтов. Если неоднородная грунтовая среда обладает свойством нелинейной ползучести, то зависимость между коэффициентом пористости и суммой главных напряжений, согласно [8], имеет вид

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{a_0(z, t)}{1 + (n-1)\xi} \theta(t) + \frac{1}{1 + (n-1)\xi} \int_{\tau_1}^t \theta(\tau) \frac{\partial a_0(z, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \\ + \frac{1}{1 + (n-1)\xi} \int_{\tau_1}^t f[\theta(\tau)] \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau, \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{где } C(t, \tau) = \phi(\tau) \cdot a_1 [1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}]; \quad (4)$$

$\varepsilon(t)$, $\theta(t)$ – эти функции также изменяются по координатам x, y, z ; $f[\theta(\tau)]$ – функция, характеризующая нелинейную зависимость между коэффициентом пористости и суммой главных напряжений в скелете грунта; $\phi(\tau)$ – функция старения; a_1 , γ_1 – параме-

тры ползучести; τ_1, τ_k – момент приложения внешней нагрузки; ξ – коэффициент бокового давления; a_0 – коэффициент сжимаемости грунта, который в общем виде может зависеть от глубины исследуемой точки и времени уплотняемого массива; n – размерность рассматриваемой задачи; $C(t, \tau)$ – мера ползучести.

Причем функция $f[\theta(\tau)]$ может изменяться в виде

$$f[\theta(\tau)] = \theta(t) + \beta^{(H)} \theta^m(t). \quad (5)$$

Зависимость (5) при $n = 1$ и (3), т.е. для одномерной задачи теории уплотнения впервые была применена В.А. Флоринским [9]. Он теорию упругоползучего тела Г.Н. Маслова-Н.Х. Арутюняна [2] смог при-

менить к описанию процесса уплотнения однородных глинистых грунтов, обладающих свойством ползучести. Причем экспериментальные исследования С.Р. Месчаня [5] доказали применимость этой теории к водонасыщенным глинистым грунтам.

Для линейной задачи теории механики уплотняемых пористых упругоползучих неоднородных грунтов зависимость (3) переходит к следующему виду

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{a_0(z, t)}{1 + (n-1)\xi} \theta(t) + \frac{1}{1 + (n-1)\xi} \int_{\tau_1}^t \theta(\tau) \frac{\partial \delta(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau, \quad (6)$$

где функция $\delta(t, \tau)$, входящая в (6), находится из следующего выражения

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(z, \tau)} + \phi(\tau) a_1 \cdot [1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}]. \quad (7)$$

Функция $\phi(\tau)$, входящая в (7), обычно представляется в виде

$$\phi(\tau) = C_0 + \frac{A_1}{\tau}. \quad (8)$$

Заметим, что кроме (8) встречаются и другие меры ползучести, предложенные И.Е. Прокоповичем и И.И. Улицким, С.Е. Александровским, С.Р. Месчаном и др.

Эти зависимости, т.е. (3)–(8) будут описывать состояния скелета слабых глинистых

неоднородных упругоползучих грунтов, находящихся под давлением тех или иных внешних нагрузок. Для уплотнения неоднородных грунтовых оснований, обладающих только упругим свойством выражения (3), (6) имеют вид:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{a_0(z, t)}{1 + (n-1)\xi} \theta(t). \quad (9)$$

Далее, чтобы решить те или иные задачи механики уплотняемых пористых двухфазных сред необходимо совместно рассматривать уравнение, отражающее условие неразрывности жидкой и твердой фаз грунта

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{(1 + \varepsilon_{cp})}{\gamma_b} \left[\frac{k_x}{x^{\alpha_1}} \frac{\partial}{\partial x} \left(x^{\alpha_1} \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \alpha_2 k_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \alpha_3 k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right], \quad (10)$$

где k_x, k_y, k_z – соответственно, коэффициенты фильтрации грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях; ε_{cp} – среднее значение коэффициента пористости в процессе уплотнения; γ_b – объемный вес воды; t – время уплотнения грунтового массива. Причём здесь, когда $\alpha_2 = 1, \alpha_3 = 1, \alpha_1 = 0$, задача соответствует трёхмерному уплотнению; когда $\alpha_3 = 0, \alpha_2 = 1, \alpha_1 = 0$, задача соответствует двумерному уплотнению, когда $\alpha_1 = 0, \alpha_2 = 0, \alpha_3 = 0$, задача соответствует одномерному сжатию; когда $\alpha_1 = 1, \alpha_2 = 1, \alpha_3 = 0$, исследуется осесимметричная задача уплотнения.

Уравнение состояния его скелета

$$\varepsilon(M, t) - \varepsilon(M) = \Phi[\theta(M, t), a_0(M, t), \xi] \quad (11)$$

Здесь $\varepsilon(M, t)$ – изменяющийся во времени коэффициент пористости; $\theta(M, t)$ – сумма главных напряжений; ξ – коэффициент бокового давления; $\varepsilon(M, t)$ – изменяющийся во времени коэффициент пористости.

А также условия равновесия уплотняемого грунтового массива

$$\theta(M, t) = \theta^*(M) - n[P(M, t) - P^*(M)], \quad (12)$$

где $p(M, t)$ – давление в поровой жидкости; $M(x, y, z)$ – исследуемая точка уплотняемого массива; x, y, z – координаты точки в пространстве; $\theta^*(M)$ – сумма главных напряжений для стабилизированного состояния грунта; $p^*(M)$ – поровое давление для этого же состояния.

Следует заметить, что равенство (10) включает в себе условия неразрывности жидкой и твердой фаз грунта, а также закон фильтрации. Однако оно еще не дает возможности определить распределение давлений в поровой жидкости, тем более нельзя что-либо говорить о напряженно-деформированном состоянии уплотняемого грунтового массива. Для решения этого вопроса заранее должна быть установлена математическая модель, которая с достаточной точностью может описать состояние самого скелета грунта. Если грунтовая среда обладает упругим свойством, то зависимость (11) между коэффициентом пористости и суммой главных напряжений

имеет вид (9). При упругоползучей среде состояние уплотняемого грунтового массива описывается выражениями (3) или (6) в зависимости от линейного или нелинейного деформирования скелета грунта. Некоторые результаты таких задач в различных постановках получены в работах [4, 9]. Если рассмотрим совместно соотношения (9), (10) и (12), то одномерное уравнение консолидации неоднородных грунтов, обладающих упругим свойством, приводится к виду:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = C_{1V} (1 + \beta z)^m \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t}, \quad (13)$$

где $C_{1V} = \frac{k(1+\epsilon_{cp})}{\gamma_b a_0}$; $q(z, t)$ – распределенная нагрузка. Здесь неоднородность уплотня-

емого грунта математически представлена в виде $E(z) = E_m (1 + \beta z)^m$. Если неоднородность грунта имеет вид (2), то уравнение (13) представляется так:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = C_{1V} e^{\alpha z} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t}. \quad (14)$$

Начальное условие для уравнений (13) и (14) запишем в виде [1]:

$$P|_{t=\tau_1} = q(z, \tau_1) - P_{стр} = q_0(z, \tau_1), \quad (15)$$

т.е. часть нагрузки, равная величине структурной прочности сжатия $P_{стр}$, сразу же воспринимается скелетом грунта.

Выражения (13) и (14) для уплотняемой линейной упругоползучей среды соответственно имеют вид

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{a_0} \right) \frac{\partial p}{\partial t} = C_{1V} (1 + \beta z)^m \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} + \gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{a_0} \right) \frac{\partial q}{\partial t}; \quad (16)$$

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{a_0} \right) \frac{\partial p}{\partial t} = C_{1V} e^{\alpha z} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} + \gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{a_0} \right) \frac{\partial q}{\partial t}. \quad (17)$$

Начальными условиями для этого уравнения будут (15) и

$$\frac{\partial p}{\partial t} \Big|_{t=\tau_1=0} + \frac{a_1}{a_0} \gamma_1 p(t=0) = C_{1V} (1 + \beta z)^m \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t} \Big|_{t=\tau_1=0} + \frac{a_1}{a_0} \gamma_1 q(t=0); \quad (18)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} \Big|_{t=\tau_1=0} + \frac{a_1}{a_0} \gamma_1 p(t=0) = C_{1V} e^{\alpha z} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t} \Big|_{t=\tau_1=0} + \frac{a_1}{a_0} \gamma_1 q(t=0). \quad (19)$$

В целом математическая постановка задач (13)–(19) заключается в следующем. Требуется определить давление в поровой жидкости $p(z, t)$, напряжение в скелете грунта $\sigma(z, t)$ и вертикальные перемещения точек верхней поверхности $s(t)$ (осадок) слоя уплотняемого грунта.

Ниже рассмотрим случай, когда на слой неоднородного водонасыщенного грунта мощностью h , залегающего под песчаной подушкой, обладающего упругим свойством в начальный момент времени ($t = \tau_1$) мгновенно прикладывается равномерно распределенная нагрузка с интенсивностью q . Если неоднородность грунта подчиняется

выражению (2), то исследование этой задачи сводится к решению уравнения (19) при (15) начальном условии. Причем граничные условия имеют вид:

$$p|_{z=0} = 0; \quad \frac{\partial p}{\partial z} \Big|_{z=h} = 0. \quad (20)$$

В (20) первое начальное условие имеет место за счет песчаной подушки, а второе граничное условие относится к глубине h , ниже которой фильтрации не происходит.

Решение уравнения (14) при начальном (15) и граничных (20) условиях, относительно давления в поровой жидкости, получится в виде:

$$p(z, t) = \sum_{i=0}^{\infty} R_i(v_i) \cdot e^{-\lambda_i^2 C_{1V} t} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right). \quad (21)$$

Здесь

$$W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) = J_0(v_i) Y_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) - Y_0(v_i) J_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right); \quad R_i(v_i) = \frac{Q_{0i}(\alpha, h, v_i)}{Q_{1i}(\alpha, h, v_i)}; \quad (22)$$

$$Q_{li} = e^{-\alpha z} \cdot W_0^2 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) dz; \quad Q_{0i} = \int_0^h (q - p_{\text{сгр}}) \cdot e^{-\alpha z} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) dz. \quad (23)$$

J_0, Y_0 – функции Бесселя 1-го и 2-го родов нулевого порядка, которые имеют вид:

$$J_0(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-1)^k}{(k!)^2} \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^{2k} = 1 - \frac{x^2}{2^2} + \frac{x^4}{2^2 \cdot 4^2} - \frac{x^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} + \dots;$$

$$Y_0(x) = 2 \left[\left(\ln \frac{x}{2} + C \right) I_0(x) + \frac{1}{(1!)^2} \left(\frac{x}{2} \right)^2 - \frac{1}{(2!)^2} \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \right) \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^4 + \dots \right].$$

Причем, применяя признак Даламбера, легко установить, что J_0 и Y_0 сходятся равномерно при всех x .

Параметр $v = \frac{2\lambda}{2}$, входящий в выражения (21)–(23) находится из следующего равенства:

$$J_1 \left(v e^{-\frac{\alpha}{2} h} \right) Y_0(v) - Y_1 \left(v e^{-\frac{\alpha}{2} h} \right) J_0(v) = 0. \quad (24)$$

В связи с тем, что решение данной задачи приводит к нахождению числовых значений бесселевых функций нулевого порядка, то определение порового давления (21) можно считать доведенным до конца, так как для функций Бесселя составлены обширные таблицы.

Напряжение в скелете неоднородного грунта находится из следующей расчетной формулы

$$\sigma(z, t) = q - \sum_{i=0}^{\infty} R_i(v_i) \cdot e^{-\lambda_i^2 C_{lv} t} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right). \quad (25)$$

Полученные выражения (21) и (25) соответственно позволяют определить изменения давления в поровой жидкости и напряжений в скелете грунта для любой точки рассматриваемой конечной области уплотнения неоднородного двухфазного грунта, обладающего упругим свойством. После того как определено напряжение в скелете уплотняемого неоднородного грунтового массива, можно вычислить и вертикальные перемещения точек верхней поверхности уплотняемого слоя грунта (осадок). Действительно, если к поверхности слоя грун-

та приложена некая вертикальная нагрузка, то соответствующая ей осадки $s(t)$, может быть определены по формуле [8], т.е.

$$s(t) = \int_0^h \frac{\varepsilon(\tau_1) - \varepsilon(t)}{1 + \varepsilon_0} dz. \quad (26)$$

Теперь рассмотрим случай, когда уплотняемая неоднородная грунтовая среда обладает упругоползучим свойством. Тогда необходимо решать краевую задачу (17), (15), (19), (20). Её решение относительно порового давления представим в виде:

$$p(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{B_{2i}}{r_{2i} - r_{1i}} \left\{ \left[\left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{lv} \lambda_i^2 - r_{1i} \right) \cdot e^{-r_{1i} t} \right] - \right. \\ \left. - \left[\left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{lv} \lambda_i^2 - r_{2i} \right) \cdot e^{-r_{2i} t} \right] \right\} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right), \quad (27)$$

где

$$B_{2i} = \frac{\int_0^h q_0 \cdot e^{-\alpha z} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) dz}{B_{3i}}; \quad B_{3i} = \int_0^h e^{-\alpha z} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) dz;$$

r_{1i}, r_{2i} – решение следующего уравнения

$$r^2 + \gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{a_0} \right) r + \lambda^2 C_{lv} = 0;$$

$W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right)$ – находится из выражения (22).

Напряжение в скелете водонасыщенного глинистого неоднородного грунта вычисляется по формуле

$$\sigma(z, t) = q - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{B_{2i}}{r_{2i} - r_{1i}} \left\{ \left[\left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{1v} \lambda_i^2 - r_{1i} \right) \cdot e^{-r_{1i} t} \right] - \left[\left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{1v} \lambda_i^2 - r_{2i} \right) \cdot e^{-r_{2i} t} \right] \right\} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right). \quad (28)$$

Определим теперь осадку слоя неоднородного водонасыщенного глинистого грунта по формуле (26), т.е.

$$s^{(H)}(t) = \frac{a_0}{1 + \varepsilon_0} \left\{ \frac{q}{\alpha} (e^{\alpha h} - 1) - \sum_{i=1}^{\infty} \int_0^h (A_{1i} e^{-r_{1i} t} + A_{2i} e^{-r_{2i} t}) \cdot e^{\alpha z} \cdot W_0 \left(v_i e^{-\frac{\alpha}{2} z} \right) dz \right\}; \quad (29)$$

где

$$A_{1i} = -\frac{B_{2i}}{r_{2i} - r_{1i}} \left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{1v} \lambda_i^2 - r_{2i} \right); \quad A_{2i} = -\frac{B_{2i}}{r_{2i} - r_{1i}} \left(\frac{a_1}{a_0} \gamma_1 + C_{1v} \lambda_i^2 - r_{1i} \right).$$

Из (29) при $t \rightarrow \infty$ имеем

$$s^{(H)}(\infty) = \frac{a_0}{1 + \varepsilon_0} \{ q(e^{\alpha h} - 1) \}.$$

Пользуясь расчетными формулами (27)–(29), вычислены давления в поровой жидкости, напряжения в скелете грунта и вертикальные перемещения точек верхней поверхности неоднородного уплотняемого водонасыщенного глинистого грунтового основания, обладающего упругоползучим свойством. Эти результаты дали возможность также исследовать уплотнение неоднородного упругоползучего слоя грунта под действием нагрузки, линейно возрастающей по глубине; уплотнение неоднородного упругоползучего слоя грунта под действием нагрузки, убывающей по глубине; уплотнение грунтового основания, расположенного между фильтрующими слоями.

Список литературы

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 247 с.
2. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. – М.: Гостехтеориздат, 1952. – 323 с.

3. Баршевский Б.Н. Одномерная задача консолидации для грунтов с переменным по глубине модулем деформации // Некоторые вопросы машиностроения и строительной механики: сб. – Л., 1967. – Вып. 68. – Ч.1. – С. 55–61.

4. Бердыбаева М.Ж., Дасибеков А.Д., Ахметов Д.А., Ахметов А.Р. Об уплотнении наследственно-старееющих неоднородных грунтов с неоднородными граничными условиями // Вестник НИИСтройпроекта. – Алматы, 2006. – № 1–2 (8). – С. 65–72.

5. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. – М.: Недра, 1985. – 342 с.

6. Клейн Г.К. Расчет осадок сооружений по теории неоднородного линейно-деформируемого полупространства // Гидротехническое строительство. – 1948. – № 2. – С. 7–14.

7. Попов Г.Я. К теории изгиба плит на упругом неоднородном полупространстве // Строительство и архитектура. – 1959. – № 12. – С. 11–19.

8. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М.: Гостройиздат, 1961. – т.2. – С. 60–276.

9. Ширинкулов Т.Ш., Дасибеков А.Д., Бердыбаева М.Ж. Двумерное уплотнение упругоползучих грунтов при неоднородных их граничных условиях // Механика и моделирование технологических процессов. – Тараз, 2006. – № 1. – С. 61–66.