

УДК 624.131; 539.215

А. ДАСИБЕКОВ, А. АБЖАПБАРОВ

Южно-Казахстанский Государственный Университет им. М. Ауезова, Шымкент, Казахстан. E-mail: azeke_55@mail.ru

Учет неоднородности грунтовых оснований при устройстве песчаной подушки

Данная работа посвящена решению одномерной задачи уплотнения грунтов, обладающих упругим свойством. Здесь часть нагрузки, равная величине структурной прочности сжатия, сразу же воспринимается скелетом грунта. Поэтому поровое давление зависит от проницаемости, уплотняемости и скорости нарастания ползучих деформаций грунта. Кроме того, уплотняемый грунт по своей структуре неоднороден. Причем свойство неоднородности грунтового основания учитывается через его модуль деформации, который изменяется по глубине в виде степенной функцией. Для изучения процесса уплотнения грунтового массива в такой постановке под действием различных внешних сил получен ряд расчетных формул. При помощи этих выражений можно определить давление в поровой жидкости, напряжение в скелете неоднородного уплотняемого грунта и вертикальные перемещения точек верхней поверхности земляного массива для любого момента

Ключевые слова: одномерная задача, упругость, неоднородность, уплотнение грунта, модуль деформации, напряжение, осадок грунта.

A. Dasibekov, A. Abzhapbarov,

The accounting of inhomogeneity of the soil foundations at arrangement of sand bed

The present work is devoted to a decision of one-dimensional problem of soil compaction, having elastic properties. Here the part of the loading, which is equal in value of structural compressive strength immediately assimilated by soil skeleton. Therefore, an interstitial pressure depends on permeability, compaction and rate of growth of creeping soil distortion. Furthermore, a compacted soil, according to its structure, is heterogeneous. Moreover, a property of inhomogeneity of the soil foundation is taken into consideration through its modulus of distortion, which is changed in depth in the form of the exponential function. For study of the process of compaction of soil mass in such posing under the influence of various outside forces was obtained the series of calculating formulas. By means of those expressions it is possible to determine pressure in an interstitial liquid, strain in the skeleton of heterogeneous compacted soil and vertical displacements of point of the upper surface of earth solid mass for any moment.

Key words: {one-dimensional problem, elasticity, inhomogeneity, soil compaction, modulus of distortion, strain, settlement of soil}

Дасибеков А., Абжапбаров А.,

Құмды жастығы бар топырақ негіздерінің бір текті еместігін ескеру

Бұл мақала серпімді қасиетке ие болатын топырақ тығыздалуының бір өлшемді есебінің шешілуіне арналған. Бұл жерде сығылудың структуралық беріктігіне тең болған күш бірден топырақтың қаңқасына беріледі. Сондықтан сұйыққа түсетін басым күш топырақтың су өткіздігішіне, тығыздалуына және ығысу деформациясының өсу жылдамдығына тәуелді болады. Сонымен қатар, тығыздалатын топырақ құрылысының өзі бір текті емес. Топырақ негіздерінің біртекті болмаған қасиеті оның деформация модулі тығыздалу тереңдігіне байланысты дәрежелі функция бойынша өзгеруінде. Есептің осы қойылуында, бір қатар сыртқы күштердің әсерінен топырақ массивінің тығыздалу процессін анықтайтын есептеу формулалары табылған. Бұл өрнектер арқылы топырақ кеуегіндегі сұйықтыққа түсетін басым күшін, бір текті болмаған топырақ қаңқасындағы кернеуді және әрбір кезең үшін тығыздалатын топырақ массивінің отыруын есептеуге болады.

Түйін сөздер: {бір өлшемді есеп, серпімділік, біртекті емес, топырақ тығыздығы, деформация модулі, кернеу, топырақтың отыруы.}

Вначале разберёмся, что это такое, песчаная подушка под фундамент, и для чего она нужна. Для того, чтобы понять это, заглянем немного глубже – чего же боится больше всего фундамент? Фундамент любого здания больше всего боится промерзания грунта, а если быть более точным, то промерзания грунта, ниже уровня залегания фундамента. Ведь при замерзании почва начинает давать подвижки, и эти подвижки могут с лёгкостью влиять непосредственно на фундамент. А от этого уже происходит проседание фундамента. Следовательно, при закладке фундамента существенную роль выполняет песчаная насыпная подушка. Её основная функция заключается в смягчении нагрузки на основание фундамента. Укладывать песок необходимо равномерно, примерной толщиной 10-15 сантиметров для невысоких зданий. Если основание состоит из рыхлых или слабых грунтов, то они удаляются на определённую глубину. Это делается для того, чтобы фундамент лег на более прочное основание, ведь чем глубже внутрь грунта, тем прочнее он, потому, что верхние слои сдавливают нижние. 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. Таким образом, строительство сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах требует более внимательного подхода к ним, чем

к другим грунтам. Это связано с тем, что сооружения, взаимодействующие с такими грунтами, испытывают большие осадки. Причем они протекают в течение длительного времени. На таких водонасыщенных глинистых грунтах, прежде чем строит высокие здания, создают искусственные основания, применяя песчаные подушки мощностью от 1-2м до 7м. Они позволяют уменьшить глубину заложения фундаментов, увеличивают их устойчивость и уменьшает осадки фундаментов. Кроме того, песчаные подушки используются в качестве дренирующего слоя, так как поровая вода из нижележащих водонасыщенных глинистых грунтов отжимается в процессе уплотнения грунтов, от веса самой подушки ускоряя процесс консолидации грунтов основания. Кроме того, деформативные свойства грунтов, вообще говоря, меняются с координатами точки, и допущение об их однородности представляет собой идеализации реальных состояний уплотняемых земляных масс. В этом отношении теоретические и экспериментальные исследования Г.К.Клейна [1], Б.Н. Баршевского [2] и других исследователей показывают, что грунты, на которых строятся сооружения, по своим механическим свойствам являются неоднородными и эта неоднородность грунта изменяется по глубине согласно закону:

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

где E_m является модулем деформации грунта на глубине $z = 1$; показатель m в большинстве случаев лежит в пределах $0 < m < 2$ и он связан с коэффициентом Пуассона μ_0 , т.е.

$$\mu_0 (2 + B) = 1.$$

Г.К. Клейном [1] разработана методика расчета балок, лежащих на грунтовом основании, модуль деформации которого изменяется по закону (1). Здесь для определения осадки поверхности полупространства им была получена такая формула:

$$W_m = \frac{P}{\pi_m D_m r^{m+1}},$$

где P – сосредоточенная сила, приложенная на поверхность полупространства; $D_m = \frac{E_m}{\alpha^*}$ – характеристика жесткости неоднородного полупространства; r – расстояние от места приложения силы P до точки поверхности полупространства, где определяется осадка:

$$\alpha = \frac{3 + m}{2} \left(\frac{1}{1 + m} - \mu_0 \right).$$

На основе этих исследований в отличие от (1), в данной работе для исследования процесса уплотнения модуль деформации грунта будет принят в виде

$$E = E_m (1 + \beta z)^m (\alpha > 0, \quad E_m > 0, \quad \alpha + \beta z > 0), \quad (2)$$

где E_m, β, m являются опытными параметрами.

Параметры E_m, β, m , входящие в (2), могут быть определены, если известны три значения модуля деформации E_1, E_2, E_3 для трех различных значений z_1, z_2, z_3 .

Ниже рассмотрим процесс уплотнения слоя неоднородного водонасыщенного грунта мощностью h , залегающего под песчаной подушкой. В начальный момент времени ($t = \tau_1$) к слою грунта мгновенно прикладывается распределенная нагрузка с интенсивностью $q(z, t)$. Тогда математическая постановка данной задачи сводится к следующему: требуется определить давление в поровой жидкости $P(z, t)$, напряжение в скелете грунта $\sigma(z, t)$ и вертикальные перемещения верхней поверхности $S(t)$ (осадок) уплотняемого грунтового основания. При этом допускается: для сильно сжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов в начальный момент времени часть нагрузки, мгновенно приложенной нагрузки q к грунту, равная по величине структурной прочности сжатия $p_{стр}$, сразу же воспринимается скелетом грунта; грунт по своей структуре неоднороден, т.е. неоднородность грунта может быть обусловлена непрерывным возрастанием его плотности, а потому и жесткости по глубине под влиянием собственного веса. Это означает, что свойства грунта не являются постоянными а изменяются в зависимости от положения координат. Причем грунт, модуль деформации которого непрерывно увеличивается с глубиной и называется непрерывно неоднородным; грунтовые основания под действием нагрузки деформируются в вертикальном направлении; земляная среда водонасыщена, т.е. она состоит из твердых частиц грунта и заполняет ее поры водой; вязкий характер деформации глинистого грунта выражен не достаточно явно, вследствие чего явление ползучести скелета в ряде случаев просто можно не учесть; фильтрация воды, отжимаемой из уплотняемого сильносжимаемого водонасыщенного глинистого грунта, протекает по обобщенному закону Дарси.

Тогда величина порового давления $P(z, t)$ при $t = \tau_1$ будет равна

$$P|_{t=\tau_1} = q(z, \tau_1) - P_{стр} = q_0(z, \tau_1), \quad (3)$$

т.е. часть нагрузки, равная величине структурной прочности сжатия $P_{стр}$, сразу же воспринимается скелетом грунта. При этом скорость изменения коэффициента пористости $\varepsilon(z, t)$ имеет вид

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_2} (1 + \varepsilon_{cp}) \frac{\partial^2}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t}, \quad (4)$$

где ε_{cp} – средний коэффициент пористости; k – коэффициент фильтрации, $\gamma_в$ – объемный вес воды; $\varepsilon(z, t)$ – коэффициент пористости для исследуемого момента времени t и глубины z . Если грунт деформируется только в вертикальном направлении, то по теории фильтрационной консолидации, сумма избыточного порового давления $P(z, t)$ и эффективного напряжения в грунте $\sigma(z, t)$ в любой момент времени равно внешней нагрузке, т.е.

$$P + \sigma = q. \quad (5)$$

В линейной теории консолидации грунтов компрессионная зависимость для неоднородного грунта имеет вид

$$\varepsilon(z, t) = \varepsilon_0 - a(z)\sigma(z, t) \quad (6)$$

Здесь коэффициент сжимаемости для неоднородного уплотняемого грунта $a(z)$ зависит от координаты z , т.е. от глубины расположения исследуемой точки уплотняемого грунтового массива; ε_0 – начальный коэффициент пористости.

Имея в виду выражения (3)-(6), соотношение (4) приводим к следующему виду:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = C_{1v}(1+z)^m \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} + \frac{\partial q}{\partial t}, \tag{7}$$

где $C_{1v} = \frac{k(1+\varepsilon_{cp})}{\gamma_2 a_0}$.

Граничные условия при ламинарном законе Дарси примем в виде

$$P|_{z=0} = 0; \quad \left. \frac{\partial P}{\partial z} \right|_{z=h} = 0. \tag{8}$$

Второе граничное условие относится к глубине h , ниже которой фильтрации не происходит. Таким образом, решение исследуемой задачи сводится к решению дифференциального уравнения (7) при краевых (3) и (8) условиях.

Решение (7) при граничных условиях (8) получим в виде

$$P = \sqrt{1+\beta z} \sum_{i=0}^{\infty} C_i V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu_i (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] e^{-C_{1v} \lambda_i^2 t}, \tag{9}$$

где $m \neq 2$;

$$C_i = \frac{\int_1^{1+\beta h} q_0(z, \tau_1) z^{\frac{1}{2}-m} V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu_i (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] dz + R(t, \tau_1)}{\int_1^{1+\beta h} z^{1-m} V_{\frac{1}{2-m}}^2 \left[\nu_i (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] dz}; \tag{10}$$

$$R(t, \tau_1) = \int_{\tau_1}^t e^{C_{1v}(\tau-\tau_1)} \int_1^{1+\beta h} (1+\beta z)^{\frac{1}{2}-m} \frac{\partial q}{\partial t} V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] dz d\tau.$$

Причем функция $V_{\frac{1}{2-m}}(x)$ зависит от величины $\frac{1}{2-m}$. Если она целая, то

$$V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] = J_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] Y_{\frac{1}{2-m}}(\nu) - J_{\frac{1}{2-m}}(\nu) Y_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right]. \tag{11}$$

При дробном $\frac{1}{2-m}$

$$V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] = J_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] Y_{-\frac{1}{2-m}}(\nu) - J_{-\frac{1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] Y_{\frac{1}{2-m}}(\nu). \tag{12}$$

где $J_{\frac{1}{2-m}}, Y_{\frac{1}{2-m}}$ – функции Бесселя соответственно первого и второго родов. Причем параметр ν , входящий в (9)-(12) находится из следующих трансцендентных уравнений: для целого индекса $\frac{1}{2-m}$ из выражения

$$J_{\frac{1}{2-m}}(\nu) Y_{\frac{m-1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta h)^{\frac{2-m}{2}} \right] - Y_{\frac{1}{2-m}}(\nu) J_{\frac{m-1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta h)^{\frac{2-m}{2}} \right] = 0, \tag{13}$$

для дробного индекса из

$$J_{\frac{1}{2-m}}(\nu) Y_{\frac{m-1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta h)^{\frac{2-m}{2}} \right] - Y_{-\frac{1}{2-m}}(\nu) J_{\frac{m-1}{2-m}} \left[\nu (1+\beta h)^{\frac{2-m}{2}} \right] = 0. \tag{14}$$

Уравнение (13), (14) при конкретных числах m имеют бесчисленные множества вещественных корней $\frac{2}{2-m}\lambda = \nu$. Имея в виду выражения (9) и (5) напряжение в грунте $\sigma(z, t)$ в любой момент времени равно

$$\sigma(z, t) = q - \sqrt{1 + \beta z} \sum_{i=0}^{\infty} C_i V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu_i (1 + \beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] e^{-C_{1\nu} \lambda_i^2 t}. \quad (15)$$

Из (9) и (15) можно получить решение задачи для грунта модуль деформации которого не будет меняться в зависимости от координаты, т.е. от глубины. Для этого необходимо считать, что $\beta = 1$ и $m = 0$. Тогда индекс бесселевых функции $\frac{1}{2-m}$ равен $\frac{1}{2}$.

В связи с тем, что экспоненциальная функция e^{-x} быстро убывает при больших значениях показателя, то в (9) ограничимся только первым членом ряда. При этом решение данной задачи относительно порового давления согласно (9) может быть записано следующим образом:

$$P(z, t) = C_0 \sqrt{1 + \beta z} V_{\frac{1}{2-m}} \left[\frac{2\lambda_0}{2-m} (1 + \beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] e^{-C_{1\nu} \lambda_0 t}, \quad (16)$$

Выражение (16) описывает рассеивание порового давления во времени и по глубине. Данное выражение является обобщающим результатом К. Терцаги [3] и М.Ю. Абелева [4].

Напряжение в скелете грунта находится из соотношения (15), т.е.

$$\sigma(z, t) = q - C_0 \sqrt{\alpha + \beta z} V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu_0 (\alpha + \beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right] e^{-C_{1\nu} \lambda_0 t}. \quad (17)$$

Полученные выражения (16) и (17) 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 грунта приложена некая вертикальная нагрузка, то соответствующая ей осадки $S(t)$ может быть определены по формуле [5], т.е.

$$S(t) = \int_0^h \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon(z, t)}{1 + \varepsilon_0} dz, \quad (18)$$

где h – мощность уплотняемого неоднородного грунтового массива. Так как $\varepsilon(\tau_1) - \varepsilon(z, t) = a(z)\sigma(z, t)$, то (18) примет вид

$$S^{(H)}(t) = \frac{1}{1 + \varepsilon_0} \int_0^h a(z)\sigma(z, t) dz. \quad (19)$$

В (19) вместе $\sigma(z, t)$ подставив (17), находим

$$S^{(H)}(t) = \frac{a_0}{1 + \varepsilon_0} \int_0^h (1 + \beta z)^{-m} \{ q - \sqrt{1 + \beta z} V_{\frac{1}{2-m}} [\nu_0 (1 + \beta z)^{\frac{2-m}{2}}] e^{-C_{1\nu} \lambda_0 t} \} dz.$$

Откуда

$$S^{(H)}(t) = \frac{a_0}{1+\varepsilon_0} \left\{ \frac{q}{\beta(1-m)} [(1+\beta h)^{1-m} - 1] - \frac{\gamma_2}{\beta(1-m)} \left[1 - \frac{1}{\beta(2-m)} \right] [(1+\beta h)^{2-m} - 1] - \int_0^h (1+\beta)^{1-m} V_{\frac{1}{2-m}} [\nu_0(1+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}] e^{-C_{1V}\lambda_0 t} dz \right\} \quad (20)$$

При $t \rightarrow \infty$ из (20), имеем

$$S^{(H)}(\infty) = \frac{a_0}{\beta(1+\varepsilon_0)(1-m)} \left\{ q [(1+\beta h)^{1-m} - 1] - \gamma_2 \left[1 - \frac{1}{\beta(2-m)} \right] \times \right. \\ \left. \times [(1+\beta h)^{2-m} - 1] \right\}. \quad (21)$$

Из (21) для однородного грунта получим

$$S^{(0)}(\infty) = \frac{a_0 h}{1+\varepsilon_{cp}} q. \quad (22)$$

Выражение (22) зависит только от толщины уплотняемого слоя, нагрузки, коэффициента сжимаемости и не зависит от параметров неоднородного грунта. Заметим, что такая неоднородность грунта также учтены в [6].

Таким образом, выражение (16), (17) и (20) дают возможность определить численные значения давлений в поровой жидкости, напряжений в скелете грунта и осадки уплотняемого неоднородного грунта.

Задача решена также для случаев, когда уплотнение слоя водонасыщенного грунта происходит под действием равномерно распределенной нагрузки с постоянной интенсивностью q , под нагрузкой, линейно-возрастающей по глубине.

Список литературы

- [1] Баршевский Б.Н. Одномерная задача консолидации для грунтов с переменным по глубине модулем деформации // Некоторые вопросы машиностроения и строительной механики. – Л.: 1967. – Вып.68. – Ч.1. – С. 55-61.
- [2] Клейн Г.К. Расчет осадок сооружений по теории неоднородного линейно-деформируемого полупространства // Гидротехническое строительство. - 1948. - № 2. - С. 7-14.
- [3] Терцаги К. Теория механики грунтов / под редакцией Н.А. Цытовича. – М.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.
- [4] Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 247 с.
- [5] Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М.: Госстройиздат, 1961. – Т.2. – 544 с.

- [6] *Ширинкулов Т.Ш., Дасибеков А.Д., Бердыбаева М.Ж.* О трехмерном уплотнении упругоползучих неоднородных грунтов с неоднородными их граничными условиями // *Механика и моделирование технологических процессов.* – Тараз, 2006. – № 1. – С. 30-35.

REFERENCES

- [1] *Barshevskiiy B.N.* Odnomernaya zadacha konsolidatsii dlya gruntov s peremennym po glubine modulem deformatsii // *Nekotorye voprosy mashinostroenie i stroitelnoi mekhaniki.* – L.: 1967. –Vipusk 68. – CH.1. – S. 55-61.
- [2] *Klein G.K.* Raschet osadok sooruzhenii po teorii neodnorodnogo lineino-deformiruемого poluprostranstva // *Gidrotekhnicheskogo stroitel'stvo,* – 1948. – №2. – S. 7-14.
- [3] *Tertsagi K.* Teoriya mekhaniki gruntov / pod redaktsiei N.A. Tsytovicha. – M.: Gosstroizdat, 1961, – 507 с.
- [4] *Abelev M.Yu.* Stroitel'stvo promyshlennykh i grazhdanskikh sooruzheniy na slabykh vodonasyshchennykh gruntakh. – M.: Stroiizdat, 1983. – 247 с.
- [5] *Florin V.A.* Osnovy mekhaniki gruntov. – M.: Gosstroizdat, 1961. – T.2. – 544 с.
- [6] *Shirinkulov T.Sh., Dasibekov A.D., Berdybaeva M.Zh.* O trekhmernom uplotnenii uprugopolzuchikh neodnorodnykh gruntov s neodnorodnymi ikh granichnymi usloviyami // *Mekhanika I modelirovanie tekhnologicheskikh protsessov.* – Taraz, 2006. – № 1. – S. 30-35.

Поступила в редакцию 3 мая 2013 года