УДК 624.16

Самедов А. М., д.т.н., проф., Юргеля О. О., Мацюк Н. С., студ. гр. ОС-31м
НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

ДЕФОРМИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВО ВРЕМЕНИ ОТ МОНОТОННО НАРАСТАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ

В некоторых литературных источниках рассматривается расчёт и проектирование подземных сооружений, деформирование их от внешних нагрузок. Они приведены в [1-7]. Однако в этих публикациях отсутствуют примеры, характеризующиеся по определению деформирования оснований от монотонно нарастающей нагрузки во времени в процессе эксплуатации сооружений, которые часто встречаются в подземных сооружениях при заполнении и освобождении емкостей и резервуаров, а также при нагрузке и разгрузке, тоннелей от веса подвижного состава.

Допустим, на поверхность грунтового основания подземных сооружений действует монотонно нарастающая нагрузка во времени $q(t)$ и причем эти нагрузки продолжаются до определённой величины напряжений $\sigma(t) = \frac{q(t)}{F}$, где F – площадь поперечного сечения днища сооружений. Эти нагрузки создаёт напряжение $\sigma(t)$ во времени t и основание даёт деформации $s(t)$. Условно вырезаем из оснований призмы размерами: шириной $x(t)$, высотой $h(t)$. При этом, в грунтовом основании, на глубине $h(t)$ происходит изменение пористости грунта и коэффициент пористости e_0 (начальный) изменяется при каждой ступени нагрузки (давления P_i, МПа), т. е. $P_i = \frac{q_i}{F}$. Изменение коэффициента пористости грунта e_{Pi}, зависит от величины давлений P_i, Мпа в образцах грунтов при испытании в компрессионном приборе (одометр).

Изменение коэффициента пористости грунта e_{Pi} при монотонно ступенчатом давлении P_i=0,05;0,1;0,15;0,2;0,3;0,4 Мпа определяется следующей формулой и испытания выполняются в компрессионном приборе (рис. 2.):

$$e_{Pi} = e_0 - \frac{\gamma_{Pi}}{h_0}(1 + e_0) - 1,$$

где $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \omega) - 1$ – начальный коэффициент пористости грунта; γ_s – удельный вес частицы грунта (например, γ_s=26,1 кН/м^3); γ – удельный вес грунта (например, γ=18,5 кН/м^3); ω – природная влажность (например, ω=0,04), доли единицы;

При этих значениях начальный коэффициент пористости будет:

$$e_0 = \frac{26,1}{18,5}(1 + 0,04) - 1$$

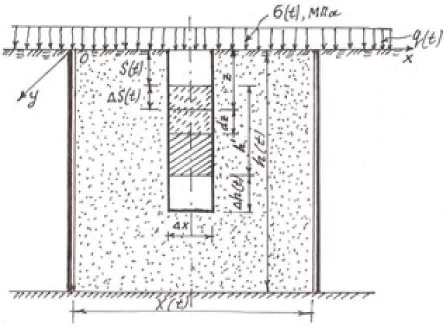

Рис. 1. Расчетная схема образцов грунта при действии напряжений в монотонно нарастающем виде во времени.

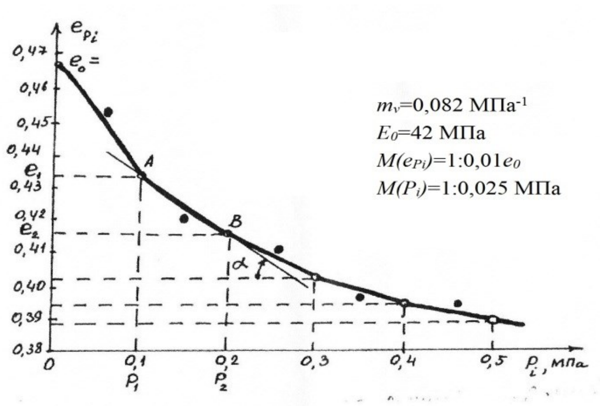

Рис. 2. Компрессионные кривые грунтов основания

Состояние грунтов оснований, например, для песка средней крупности при e_0=0,467<0,55- находится в плотном состоянии, где условное расчетное сопротивление будет: R_0=0,5 Мпа;

y_{Pi}- деформация образца грунта при нагрузке P_i, Мпа принимается по результатам испытаний из табл. 1.; h_o=20 мм – высота кольца компрессионного прибора или высота грунтового образца.

Таблица 1

Данные компрессионных испытаний грунтов(деформация y_{Pi}, в мм)

Слой грунта под подошвой сооружения	Давление P_i, МПа							
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
1	0,00	0,211	0,489	0,618	0,674	0,784	0,858	0,926

Согласно данным испытаний показанных в табл. 1, вычисляем изменение коэффициента пористости:

$$e_{Pi=0} = 0{,}467 - \frac{0{,}000}{20{,}0}(1 + 0{,}467) = 0{,}467;$$

$$e_{Pi=0{,}05} = 0{,}467 - \frac{0{,}211}{20{,}0}(1 + 0{,}467) = 0{,}456;$$

$$e_{Pi=0{,}1} = 0{,}467 - \frac{0{,}489}{20{,}0}(1 + 0{,}467) = 0{,}431;$$

$$e_{Pi=0{,}4} = 0{,}467 - \frac{0{,}618}{20{,}0}(1 + 0{,}467) = 0{,}422; \text{ и т. д.}$$

Из графика компрессионной кривой (рис2.) принимаем отрезок между точками А и В, как линейная зависимость с осью абсцисс образуют угол α, где:

$$tg\alpha = m_0 = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = \frac{0{,}431 - 0{,}419}{0{,}2 - 0{,}1} = 0{,}12 \text{ МПа}^{-1},$$ коэффициент сжимаемости.

Коэффициент относительной сжимаемости будет:

$$m_v = \frac{m_0}{1+e_0} = \frac{0.12}{1+0.467} = 0,082 \text{ МПа}^{-1}.$$

Величину расчетного модуля деформации грунта при компрессии можно определить:

$$E_0 = \frac{\beta_0 m_k}{m_v} = \frac{0,8 \cdot 1,0}{0,082} = 9,76 \text{ МПа}$$

Величина расчетного модуля деформации грунта уточняется с натурным испытанием, так как по испытанию в компрессионных условиях E_0 значительно меньше. Здесь m_k - коэффициент для корректировки компрессионных условий модулей деформации, принимается для песков m_k=1,0, для глинистых грунтов из табл. 2. В уточненном виде для песчаных грунтов величина E_0 очень мала, поэтому, на основе натурных испытаний принимаем E_0=42 Мпа;

β_0- коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта в компрессионном приборе, его следует принимать: для песков β_0=0,8; для супесей;

β_0=0,74; для суглинков β_0=0,62; для глин β_0= 0,4.

Таблица 2

Коэффициент m_k для глинистых грунтов

Вид грунтов	Значения коэффициента m_k при коэффициенте пористости e_0						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-
Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Глины	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

Проанализируем на расстоянии x шириной Δx в грунтовом столбике возникающее изменение во время деформации оснований $\varepsilon(t)$ от монотонно нарастающих напряжений во времени $\sigma(t)$ (см. рис.1.). После протекания времени Δt, т. е. во времени $t+\ \Delta t$ внешние напряжения изменяют свои интенсивности на $\Delta\sigma(t)$ и становятся $\sigma(t)+\ \Delta\sigma(t)$. Поэтому поверхность грунтового основания деформируется и дает осадку $s(t)$, получает дополнительное приращение осадки $\Delta s(t)$ т. е. становится $s(t)+\Delta s(t)$, при этом длина зоны деформации $h(t)$ увеличивается на $\Delta h(t)$, т. е. становится $\Delta h(t)+$ $h(t)$, за счет изменения пористости. Высотой $\Delta h(t)+\ h(t)$ грунтового столбика во времени t объём скелета грунта определяется следующей зависимостью:

$$\left.\begin{aligned} V_{s(t)} &= \int\limits_{s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{\Delta x dz}{1+\varepsilon(z,t)} = \Delta x \int\limits_{s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)}; \\ V_{s(t)+h(t)} &= \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \frac{\Delta x dz}{1+\varepsilon_1} = \frac{\Delta x \Delta h(t)}{1+\varepsilon_1} p \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

$$\left.\begin{aligned} V_{s(t)+\Delta s(t)} &= \Delta x \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)+\Delta\varepsilon(z,t)} \\ V_{s(t)+h(t)} &= \Delta x \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon_1+\Delta\varepsilon(z,t)} \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

Во времени $t+\Delta t$ эти объёмы $V_{s(t)}$ соответственно будут определятся следующей зависимостью:

Во время деформации грунтового основания скелет грунта остаётся постоянным за счет того, что уплотнение происходит за счет изменения пористости, тогда можно записать следующее равенство:

$$\frac{\Delta h(t)}{1+\varepsilon_1} + \int\limits_{s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)} = \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)+\Delta\varepsilon(z,t)} + \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon_1+\Delta\varepsilon(z,t)}; \quad (3)$$

Первые интегралы в правой стороне формулы (3) можно записать в следующем виде:

$$\int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)+\Delta\varepsilon(z,t)} = \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{1}{1+\varepsilon(z,t)} \cdot \left[\frac{1}{1+\dfrac{\Delta\varepsilon(z,t)}{1+\Delta\varepsilon(z,t)}}\right] dz; \quad (4)$$

В формуле (4) значение под средней скобкой выделим в ряде Маклорена, и соотношение $\dfrac{\Delta\varepsilon(z,t)}{1+\Delta\varepsilon(z,t)}$ имеет малые величины, поэтому из этих рядов можно остановиться на первых двух величинах.

Поэтому можно написать:

$$\int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)+\Delta\varepsilon(z,t)} = \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)} - \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{\Delta\varepsilon(z,t)}{\left[1+\varepsilon(z,t)\right]^2} dz; \quad (5)$$

По аналогии интегралы в правой стороне равенства (3) со значительной допустимостью можно записать как разницу двух членов в следующем виде:

$$\int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon_1+\Delta\varepsilon(z,t)} = \frac{\Delta h(t)}{1+\varepsilon_1} - \frac{1}{\left(1+\varepsilon_1\right)^2} \cdot \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \Delta\varepsilon(z,t)dz \ ; \qquad (6)$$

Последние значения каждого из двух интегралов (6) подставим в равенство (3) и получим:

$$\int\limits_{\varepsilon(t)}^{\varepsilon(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)} = \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{dz}{1+\varepsilon(z,t)} - \int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{\Delta\varepsilon(z,t)}{\left[1+\varepsilon(z,t)\right]^2}dz - \frac{1}{\left(1+\varepsilon_1\right)^2} \cdot \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \Delta\varepsilon(z,t)dz \, ; \quad (7)$$

Если в левой стороне находящиеся значения равенства (7) внедрить теории средней оценки, тогда можно написать следующие зависимости:

$$\frac{\Delta s(t)}{1+\varepsilon\left[s(t)+\theta\Delta s(t),t\right]} = -\int\limits_{s(t)+\Delta s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{\Delta\varepsilon(z,t)}{\left[1+\varepsilon(z,t)\right]^2}dz - \frac{1}{\left(1+\varepsilon_1\right)^2} \cdot \int\limits_{s(t)+h(t)}^{s(t)+h(t)+\Delta h(t)} \Delta\varepsilon(z,t)dz \, ; \qquad (8)$$

Здесь значения θ изменяется от 0 до 1 и составляет положительное число, т. е. 0< θ<1.

Каждую сторону равенства (8) делим на Δt и принимаем при условии $\Delta t \to 0$ переход на лимит, тогда функции $\varepsilon\left[s(t),t\right]$ относительно $s(t)$ являются неразрывными. В случае $\Delta t \to 0$ получим:

$$\varepsilon\left[s(t)+\theta\Delta s(t),t\right] \to \varepsilon\left[s(t),t\right]. \qquad (9)$$

Таким образом:

$$\frac{1}{1+\varepsilon\left[s(t),t\right]} \cdot \frac{ds}{dt} = -\int\limits_{s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{1}{\left[1+\varepsilon(z,t)\right]^2} \cdot \frac{\partial\varepsilon(z,t)}{\partial z} dz \, . \qquad (10)$$

Отсюда можно получить между скоростью осадки поверхности *ds/dt* грунтового основания и изменением коэффициента пористости грунта или деформацией следующие зависимости:

$$\frac{ds}{dt} = -1\left\{1+\varepsilon\left[s(t),t\right]\right\} \int\limits_{s(t)}^{s(t)+h(t)} \frac{1}{\left[1+\varepsilon(z,t)\right]^2} \cdot \frac{\partial\varepsilon(z,t)}{\partial z} dz \, . \qquad (11)$$

Следует отметить, что изменение коэффициента пористости или деформации грунта может происходить во многих случаях, таких как: уплотнение от собственного веса, набухания, фильтрация грунтовых вод, осадки и других видов деформации.

Во всех этих случаях формула (11) остаётся в силах, поэтому её можно называть «обобщенные уравнения деформации».

Для применения формулы (11) рассмотрим решение одного простого примера.

Пример: Требуется определить осадки однородного грунтового основания мощностью до 12м, от монотонно нарастающих во времен и напряжений $\sigma(t)$. Для деформации уплотнения зависимость между изменением коэффициента пористости e и напряжением σ, принимаем линейной. Тогда e=ε (т. е. коэффициент пористости e будет выражать деформации ε):

$$\varepsilon(z,t) = \varepsilon(t) = \varepsilon_1 - m_0\sigma(t)\,. \qquad (12)$$

В формуле (11) если принять $\varepsilon(z,t) = \varepsilon(t)$, тогда получим следующую зависимость:

$$\frac{ds}{dt} = -\frac{h(t)}{1+\varepsilon(t)} \cdot \frac{d\varepsilon(t)}{dt}\,. \qquad (13)$$

Отсюда:

$$ds = -\frac{h(t)}{1+\varepsilon(t)} \cdot d\varepsilon(t)\,. \qquad (14)$$

На основе принципа постоянства объема скелета грунта при уплотнении:

$$\frac{h(t)}{1+\varepsilon(t)} = \frac{h}{1+\varepsilon_1} \qquad (15).$$

С другой стороны из формулы (12):

$$d\varepsilon(t) = -m_0 d\sigma(t) \qquad (16)$$

Формула (16) характеризует уплотнение грунта.

Если равенство (15) и (16) подставить в формулу (14), тогда получим:

$$ds = -\frac{hm_0}{1+\varepsilon_1} d\sigma(t) = m_v h d\sigma(t) \qquad (17),$$

отсюда

$$s(t) = m_v h\sigma(t) \qquad (18)$$

Если сопоставить формулы (18) с формулой осадки от постоянной нагрузки, т. е.:

$$s = m_v h\sigma \qquad (19)$$

то увидим, что осадки оснований под действием s под действием нагрузки, изменяющейся во времени, очень похожи на осадки от постоянной нагрузки и только напряжения зависят от времени, т. е. $\sigma \approx \sigma(t)$.

Если необходимо использовать компрессионные кривые грунта подчиняющиеся логарифмическому закону, т. е.:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_1 - a_k \ln \frac{\sigma(t)}{\sigma_0} \tag{20}$$

отсюда $\varepsilon_1 = const$, поэтому при дифференцировании $\varepsilon_1 = 0$

$$\frac{\partial \varepsilon(t)}{\partial t} = -\frac{a_k}{\sigma(t)} \cdot \frac{d\sigma(t)}{dt} \tag{21}$$

где $a_k = tg\alpha$ (принимаем из рис.1).

Формулы (21) подставим в формулу (11) и проинтегрируем, тогда получим следующее равенство:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{h(t)}{1+\varepsilon(t)} \cdot \frac{a_k}{\sigma(t)} \cdot \frac{d\sigma(t)}{dt} \qquad (22);$$

если здесь учитывать равенство (15) можно написать:

$$ds = \frac{a_k}{1+\varepsilon_1} h \frac{d\sigma(t)}{\sigma(t)} = a_k{}^0 h \frac{d\sigma(t)}{\sigma(t)} \qquad (23);$$

если равенству (23) проинтегрируем каждую сторону, тогда получим изменение абсолютной осадки в следующем виде:

$$s(t) = a_k{}^0 h \ln \sigma(t) \tag{24}$$

Здесь $a_k{}^0 = \dfrac{a_k}{1+e_0} = m_v^0$ - относительная величина коэффициента сжимаемости при нелинейной зависимости между напряжением и коэффициентом пористости.

На основе вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Путём испытаний образцов грунтов взятых из оснований подземных сооружений глубиной до активной зоны(примерно до 10м от подошвы подземных сооружений) в компрессионном приборе можно получить данные для определения осадки оснований от монотонно нарастающей нагрузки во времени до определённой величины.

2. Предложенные методики расчёта по определению осадки оснований подземных сооружений позволяют прогнозировать осадки грунтов оснований подчиняющихся как линейным закономерностям зависимостей между напряжением и деформацией, так и не линейным, т. е. для грунтов зависимостью $\sigma\Delta\varepsilon$ подчиняющейся логарифмическому закону.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мустафаев А. А. «Механика грунтов» (на азерб. яз.). Баку, изд. «Маариф», 1973 г.-304с.
2. Самедов А. М. Расчёт и проектирование оснований и фундаментов. (Учебник для втузов, на азерб. яз.). Баку, «Маариф», 1992г.-494с.
3. Самедов А. М., Иванова Н. Н. Деформирование малоэтажных зданий от компонентов напряжений высотных домов, находящихся по соседству с ними. Научно-техн. Журнал. Науково-досл. Інститут будівельного виробництва (НДІБВ) 2(12),06. Нові технології в будівництві, 2006 р.-с. 14-19.
4. Самедов А. М., Зуевская Н. В., Жданова Е. А. О расчёте подпорных сооружений в склонах, состоящих из намывных песков и лессовых просадочных пород при увлажнении горячей водой. Межведомств. Научно-техн. Сборник «Строительное производство» НДІБВ, вип..49, 2008.-с.3-10.