ГЕОЭКОЛОГИЯ. ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ. ГИДРОГЕОЛОГИЯ. ГЕОКРИОЛОГИЯ, 2021, № 2, с. 41-48

_____ ПРИРОДНЫЕ И ТЕХНОПРИРОДНЫЕ _____ ПРОЦЕССЫ

УДК 551.3;624.13

ДИССИПАТИВНЫЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОБРАЗОВАНИЯ И МОДЕЛИ ОЦЕНКИ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

© 2021 г. Г. П. Постоев*

Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН (ИГЭ РАН), Уланский пер., д. 13, стр. 2, Москва, 101000 Россия *E-mail: opolzen@geoenv.ru

> Поступила в редакцию 25.12.2020 г. После доработки 19.01.2021 г. Принята к публикации 19.01.2021 г.

Под подошвой фундамента любого инженерного сооружения в локальной зоне грунтового основания образуются диссипативные геологические структуры (ДГС), параметры которых согласуются с шириной фундамента. Возникающие ДГС взаимодействуют с фундаментом, воспринимая и передавая давление от него на граничные оболочки, с учетом исходного распорного давления в точках массива и в соответствии с законом Кулона–Мора. В оболочках концентрируются главные напряжения ДГС, определяя процесс допредельного деформирования грунтового основания и подготовки предельного состояния. Получены уравнения предельного состояния грунтового основания для ленточного и круглого фундаментов. Определены критические значения давления и осадки фундамента.

Ключевые слова: ленточный фундамент, круглый фундамент, уравнения предельного состояния, критические давление и деформация, грунтовое основание, диссипативные геологические структуры DOI: 10.31857/S0869780921020077

введение

Существующие расчеты несущей способности грунтового основания под фундаментами базируются на использовании аппарата теории упругости, линейной зависимости между напряжениями и деформациями и закономерностях уплотнения грунта под нагрузкой. Вместе с тем известно, что под подошвой фундамента возникает ядро так называемого уплотненного грунта, а при нарушении устойчивости фундамента образуются в грунтовом основании зоны выпора. Однако нередко считается, что упомянутые структуры формируются только при предельных нагрузках на грунтовое основание, когда исчерпывается его несущая способность. Опыт изучения закономерностей развития оползневого процесса и подготовки разрушительных деформаций грунтовых массивов показывает, что в геологической среде, как и в других средах (воздушной и водной), действуют общие законы трансформации исходного напряженно-деформированного состояния (НДС) при внешнем локальном воздействии [7].

В данной статье рассматривается новый подход к анализу состояния грунтового основания и расчетам предельных нагрузок на фундамент с учетом формирования в грунтах специфических геологических структур, определяющих его несущую способность.

Исходные положения. Новые структуры, возникающие в геологической среде, называются диссипативными. Их образование соответствует теории диссипативных структур, разработанной И.Р. Пригожиным применительно к процессам, изучаемым в физике и химии [8], функционирование которых связано с диссипацией энергии силового воздействия в локальной зоне. Новые диссипативные структуры называются геологическими (ДГС), хотя их проявление и может быть обусловлено техногенным воздействием. Почему? Потому что это новые геологические образования. Исходное напряженно-деформированное состояние геологической среды (с распределением давления в точках) преобразуется в НДС замкнутого крупного объема – ДГС. Проявление и развитие ДГС происходит во взаимодействии сооружения с геологической средой и приводит к деформациям и разрушению грунтов посредством смещения крупных блоков, изменению строения массива и рельефа поверхности. В работах [5, 6] показано, что при локальном силовом воздействии на массив в нем происходят преобразования с формированием новых структур в виде возникновении ограниченной зоны разгрузки напряжений и развития пластических деформаций (оползневых, карстовых). Эти структуры в итоге регламентируют развитие геологических процессов, разрушительные смещения в виде



Рис. 1. Схема расположения диссипативных структур в грунтовом основании под нагрузкой от ленточного фундамента шириной *b*. σ_q – давление на грунтовое основание под подошвой фундамента; ДГС₁ и ДГС₂ – диссипативные геологические структуры в грунтовом основании.

оползневых блоков, провалов земной поверхности. Фундамент сооружения также оказывает локальное силовое воздействие на геологическую среду. В грунтовом основании возникают структуры, которые известны в механике грунтов как зоны выпора. Они свидетельствуют о геологических преобразованиях в грунтовом основании, имеющих прямое отношение к расчетным оценкам его несущей способности в соответствии с параметрами фундамента.

ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ. ПЛОСКОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

Характеристика напряженно-деформированного состояния грунтового основания ленточного фундамента

В грунтовом массиве под ленточным фундаментом происходит преобразование исходного НДС с возникновением двух одинаковых диссипативных геологических структур (ДГС₂), симметричных относительно оси, каждая в виде полуокружности (на разрезе) радиусом b, равным ширине фундамента. Диаметры полуокружностей находятся на уровне подошвы фундамента, а центры — в краевых точках подошвы фундамента (рис. 1).

Основной параметр, определяющий размеры диссипативных структур, — ширина *b* ленточного фундамента. Данный параметр локализует зону силового воздействия на массив, от которой происходит диссипация энергии влияния фундамента на грунтовое основание в виде образования и распространения диссипативных геологических структур.

При этом в центральной части грунтового основания под фундаментом, в зоне пересечения указанных диссипативных геологических структур, образуется ядро (ДГС₁) в виде клина, в котором боковые образующие — дуги окружности радиусом, равным *b*. Соответственно нижняя точка ядра является вершиной равностороннего треугольника со стороной *b*, а осевая часть имеет значение $b \sin 60^\circ = 0.866b$.

Таким образом, осуществляется самоорганизация грунтового массива с проявлением защитных функций (по сохранению исходного НДС и ограничению его изменений в локальной зоне воздействия). Нагрузка от фундамента воспринимается новыми крупными структурными элементами грунтового массива, в которых происходит концентрация главных напряжений по граничным поверхностям (оболочкам) указанных структур, рост их значений по мере увеличения давления на грунтовое основание до предельных нагрузок, с последующим проявлением защитной функции геологической среды – развитием локальных разрушительных деформаций в виде смещений блоков образовавшихся геологических структур (проседания $Д\Gamma C_1$ и выпора $Д\Gamma C_2$).

Исходное состояние грунтового массива до приложения нагрузки от фундамента организуется по схеме компрессионного сжатия с формированием НДС по закону Кулона–Мора в главных напряжениях. То есть в каждой точке массива действующие напряжения и прочность грунта связаны зависимостью:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_{str}} = tg^2(45 - \varphi/2), \qquad (1)$$

где σ_1 и σ_3 – главные напряжения, наибольшее (вертикальное) и наименьшее (распорное давление) соответственно; ϕ – угол внутреннего трения грунта.

От давления в точке (элементарном объеме грунта):

$$\sigma_{1i} = \gamma Z_i,$$

где γ — среднее значение удельного веса грунтов основания; Z_i — глубина рассматриваемой точки в массиве; $\sigma_{str,i}$ — структурная прочность грунта в данной *i*-й точке (предельное давление при испытании образца грунта на одноосное сжатие), аналитически $\sigma_{str} = 2ctg(45 + \varphi/2)$, где c — сцепление грунта); на глубине Z_i возникает распорное давление p, в соответствии с (1), т.е. и промежуточное напряжение σ_2 в точке массива равно p:

$$p = \sigma_3 = \sigma_2 = (\sigma_1 - \sigma_{str}) tg^2 (45 - \phi/2).$$
 (2)

Подобные ДГС ранее были выявлены при образовании протяженного оползневого блока [5]. Для таких локально не замкнутых объектов (оползневой блок, ленточный фундамент) характерно, что объем образуемой диссипативной новой геологической структуры формируется радиусом по значению основного параметра, определяющего зону внешнего воздействия. У оползневого блока основной параметр — глубина до базиса оползания (и одновременно **ширина блока на плато**, где создается наибольшая нагрузка на горизонт базиса оползания), у ленточного фундамента — **ширина фундамента**, определяющая глубину захвата геологической среды (вниз и в стороны) внешним воздействием — давлением фундамента в границах его ширины.

Вывод уравнения предельного состояния грунтового основания (для ленточного фундамента)

Модель 1. В ядре ДГС₁ под фундаментом формируется распорное давление p_{1i} под воздействием техногенной нагрузки (σ_q) и веса грунта с учетом прочности грунта в данном структурном элементе ($\gamma Z_i - \sigma_{stri}$):

$$p_{\rm li} = (\gamma Z_i - \sigma_{stri} + \sigma_q) {\rm tg}^2 (45 - \varphi_i/2),$$
 (3)

где Z_i — глубина от подошвы фундамента до *i*-го горизонта в ядре.

Распорные давления от точек каждого горизонта создают в оболочке ДГС результирующие усилия и соответственно главные напряжения на глубине Z_i , значительно превышающие значение p_{1i} в *i*-й точке. Для определения напряжений в оболочке ДГС₁ можно использовать технологию расчета тонкостенных осесимметричных оболочек с применением уравнения Лапласа [4, 5]:

$$\frac{\sigma_m}{\rho_m} + \frac{\sigma_t}{\rho_t} = \frac{p}{h},\tag{4}$$

где σ_m и σ_t – соответственно меридиональное (по длине ДГС) и широтное (по окружности вертикального сечения, перпендикулярного к оси) нормальные напряжения в оболочке; ρ_m и ρ_t – соответственно меридиональный и широтный радиусы кривизны; p – внутреннее распорное давление на оболочку; h – толщина оболочки ДГС.

Круговое (широтное) напряжение в оболочке ядра по данному разделу, как фрагмента диссипативных геологических структур, на *i*-ом горизонте составит, при $\rho_m = \infty$ и соответственно $\sigma_{mi}/\rho_m = 0$ [5]:

$$\sigma_{ti} = bp_i/h = b(\gamma Z_i - \sigma_{str,i} + \sigma_q)m/h, \qquad (5)$$

где $m = tg^2(45 - \varphi_i/2).$

То есть напряжения в оболочке в b раз выше, чем распорное давление в произвольной точке рассматриваемого горизонта. Соответственно в нижней точке C_1 ядра, где концентрируются наибольшие значения напряжений в оболочке, получим, учитывая, что радиус изгиба диссипативной структуры по длине линейного фундамента равен бесконечности и $Z_{C1} = 0.866b$:

$$\sigma_{t,C1} = b \ (0.866\gamma b - \sigma_{strC1} + \sigma_a)m/h.$$
 (6)

Взаимодействие диссипативных геологических структур в процессе изменения НДС от давления фундамента происходит следующим образом. Ядро оказывает активное давление на грунтовый массив, создавая в оболочке диссипативной геологической структуры ДГС₁ напряжение σ_{rC1} , вызывая сжатие оболочки и соответствующие напряжения, воспринимающие на каждом горизонте давление распора.

Грунты ДГС₁ оседают массивом, вызывая рост напряжений в оболочке, в том числе по граничным поверхностям ДГС2. При этом принимается, что в $Д\Gamma C_2$, которая в итоге может прийти в движение в виле блокового выпора. лействует внутреннее давление q с обратным знаком, компенсирующее вес грунтовых масс в объеме структуры. Данное внутреннее давление, которое трансформируется во внешнее, становится наибольшим главным напряжением по Кулону-Мору, в соответствии с (1), создавая в оболочке главные меридиональное (по длине фундамента) и широтное (по его ширине) напряжения, взаимодействующие с давлением ядра ДГС₁. То есть давление на оболочку боковой диссипативной структуры ДГС₂ определяется в соответствии с (1), как давление $p_2 = -q$:

$$p_{2i} = -(\gamma Z_i / m + \sigma_{stri}), \tag{7}$$

где по Кулону–Мору (1) наибольшее напряжение $p_2 = -\sigma_1$ и наименьшее напряжение $\sigma_3 = \gamma Z_i; Z_i -$ глубина в ДГС₂ до *i*-го сечения оболочки, $Z_i = b\cos\alpha_i; \alpha_i -$ угол отклонения от вертикали на *i*-е сечение оболочки.

Также по формуле (4) при $\sigma_{mi}/\rho_m = 0$ получаем, что $\sigma_{i2i} = bp_{2i}/h$.

Наибольшее значение широтного напряжения в оболочке получается в нижней точке C_2 , где $Z_{C2} = b$:

$$\sigma_{tC2} = bp_2/h = b(\gamma b/m + \sigma_{strC2})/h.$$
(8)

Уравнение предельного состояния грунтового основания устанавливается по равенству напряжений из выражений (6) и (8), в итоге принимает вид:

$$(\gamma b/m + \sigma_{strC2})/m = 0.866\gamma b - \sigma_{strC2} + \sigma_{a,cr}.$$
 (9)

Отсюда получено уравнение для определения предельного давления под подошвой ленточного фундамента:

$$\sigma_{q,cr} = \gamma b(1/m^2 - 0.866) + \sigma_{str}(1/m + 1).$$
 (10)

То есть, если давление по (7) считать внутренним, то под предельным давлением под подошвой ленточного фундамента понимается давление, которое необходимо преодолеть, чтобы сдвинуть и вытолкнуть вверх $Д\Gamma C_2$.

Модель 2. Внутри ДГС₂ давление p_2 отсутствует. Максимальное значение напряжения в оболочке в вертикальной плоскости получается в нижней точке C_2 и определяется только от веса Q_{*} вертикального сечения, нормального к оси фундамента, в виде полукруга в ДГС₂. Вес сечения ДГС₂ (в виде полукруга) шириной, равной единице, определится по формуле:

$$Q_{\rm xC2} = \gamma S_2 1 = \gamma \pi b^2 / 2,$$
 (11)

где S₂ – площадь сечения ДГС₂ в вертикальной плоскости.

Принимаем, что вес Q_{*C2} сосредоточен в оболочке-арке единичного сечения толщиной, равной единице. Значение широтного (кругового) напряжения по внутреннему контакту оболочки единичной арки ДГС₂ в точке C_2 определяется с учетом равновесия зоны для упомянутой точки [4], принимая, что внутреннее давление $p_2 = 0$:

$$\sigma_{1C2} = \gamma \pi b^2 / 4h. \tag{12}$$

Согласно уравнению (4) Лапласа, напряжению σ_{1tC2} (по схеме активного предельного равновесия) соответствует в точке C_2 внешнее давление q_{C2a} :

$$q_{C2a} = h\sigma_{tC2}/b = \gamma \pi b/4, \tag{13}$$

где q_{C2a} — внешнее давление на оболочку в точке C_2 , учитывающее вес ДГС₂ с образованием в оболочке главного напряжения σ_{tC2} .

В уравнении (13) напряжения в оболочке σ_{tC2} – наибольшие, а q_{C2a} – наименьшие, в соответствии с зависимостью (1) Кулона-Мора (индекс *a* определяет **активное предельное равновесие**). Давление ядра в предельном состоянии должно вызвать такое внешнее давление q_{cr} на оболочку ДГС₂, чтобы оно стало наибольшим напряжением (по Кулону–Мору, соответствуя σ_1), определяя функцию **пассивного отпора**, как в уравнении (8).

$$q_{cr} = q_{C2a}/m + \sigma_{strC2} = \gamma \pi b/4m + \sigma_{strC2}.$$
 (14)

Отсюда также по уравнению (4) Лапласа определяется значение напряжения в оболочке толщиной *h* от давления q_{cr} , при $\sigma_{mC2}/\rho_m = 0$:

$$\sigma_{tC2} = bq_{cr}/h = b(\gamma \pi b/4m + \sigma_{strC2})/h.$$
(15)

Из равенства напряжений σ_{tC1} и σ_{tC2} по (6) и (15) находим:

$$\sigma_{q,cr} = \gamma b(\pi/4m^2 - 0.866) + \sigma_{strC2}(1/m + 1).$$
(16)

Разница в расчетном уравнении (16) по сравнению с (10) только в коэффициенте перед множителем $1/m^2$. Численно эта разница в множителе составляет 0.2146, т.е. около 20%, но в результирующем значении $\sigma_{q,cr}$, с учетом того, что остальные численные значения совпадают, это различие не превысит 10%.

Модель 3 (с допущением внешнего давления в $Д\Gamma C_2$). Принимаем, что в $Д\Gamma C_2$ внутреннее давление отсутствует, т.е. $p_2 = -q_a$ (индекс *a* указывает на состояние активного предельного равновесия). В соответствии с этим главные напряжения представлены внешним давлением q_a (соответствующим σ₃ в уравнении 1) и двумя напряжениями в оболочке $Д\Gamma C_2$. При этом, как и в условии модели 2, полагается, что вес грунтовой массы в ДГС₂ концентрируется в виртуальной оболочке (арка – полукруг единичного сечения), определяя в ней сжимающие напряжения. Рассмотрим в $\square \Gamma C_2$ горизонт точки *M* (см. рис. 1). В оболочке напряжения сжатия создаются от веса грунтовых масс, залегающих выше указанного горизонта. Виртуальное давление q_a на оболочку в точке M от веса вышележащих грунтовых масс определяется интегрированием при изменении центрального угла α от $\alpha_i = 0$ до $\alpha_i = \alpha_M$ (на точку *M*):

$$q_{aM} = \int \gamma Z_i \sin \alpha b \alpha d\alpha, \qquad (17)$$

где α_i — центральный угол отклонения от горизонтали радиуса на точку *M* в оболочке в *i*-м сечении.

Максимальное напряжение в оболочке создается в точке C_2 . И круговое напряжение в оболочке σ_{tC2} как и в выражении (13), с учетом, что $\alpha_{C2} = \pi/2$, $Z_i = b$:

$$\sigma_{tC2} = q_{aC2}/2h = \gamma \pi b^2/4h.$$
 (18)

Далее, как и в модели 2, учитывая уравнение Лапласа и закон Кулона—Мора с переходом на пассивное предельное равновесие, при определении внешнего давления q_{cr} (как в уравнении (14)) на оболочку ДГС₂, получаем те же формулы для определения широтного напряжения в оболочке (15) и предельного давления под подошвой ленточного фундамента (16). То есть по моделям 2 и 3 результирующие уравнения совпадают.

Сравнительные расчеты. Принимаем исходные данные: b = 2 м; $\gamma = 20 \text{ кH/м}^3$; $\varphi = 12^\circ$; c = 36 кПа. По этим данным $\sigma_{str} = 88.9 \text{ кПа}$; $m = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0.656$.

По формуле (10) получаем:

 $\sigma_{q1,cr} = \gamma b(1/m^2 - 0.866) + \sigma_{str}(1/m + 1) = 282 к Па.$ По формуле (16) значение предельного давления составит:

$$\sigma_{q2,cr} = \gamma b(\pi/4m^2 - 0.866) + \sigma_{str}(1/m + 1) = 262.1 \text{ K}\Pi a.$$

ГЕОЭКОЛОГИЯ. ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ. ГИДРОГЕОЛОГИЯ. ГЕОКРИОЛОГИЯ № 2 2021

Таким образом, разница в результатах расчетов составляет 7%.

Если ширина фундамента в 2 раза больше (b = 4 м), то разница в значениях $\sigma_{q,cr}$ (при тех же остальных значениях) возрастет до 11%. То есть при бо́льших размерах ширины ленточных фундаментов возрастает вес первого слагаемого в уравнении расчета предельного давления.

КРУГЛЫЙ ФУНДАМЕНТ. ХАРАКТЕРИСТИКА ДИССИПАТИВНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ СТРУКТУР В ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ

Для ленточного фундамента решается плоская задача его устойчивости. Но при этом необходимо отметить, что для грунтового массива — это случай локального силового воздействия на краевую его часть, как и при подготовке оползневого блока на границе со склоном. И поэтому ширина фундамента является основным параметром ДГС.

Круглый фундамент вызывает локальное силовое воздействие на геологическую среду как на полупространство, определяя круговую границу ДГС, по сходству с ДГС при образовании провала над подземной полостью, с основным параметром ДГС в виде радиуса фундамента, т.е. половины его ширины [6]. Это положение подтверждается также результатами исследований ядра под круглым штампом [3], а также оснований и фундаментов резервуаров, в том числе в аварийных ситуациях [2]. Также, как и при воздействии ленточного фундамента в грунтовом основании образуется центральная ДГС₁. В вертикальном сечении, проходящем через ось круглого фундамента, это полукруг радиусом 0.5b с центром в точке пересечения оси и подошвы и две боковые ДГС₂ также радиусом 0.5b с центрами в краевых точках подошвы (рис. 2). У квадратного фундамента основным параметром является 0.5 стороны b квадрата. В плане, на уровне подошвы фундамента, граница основных диссипативных геологических структур, образуемых в грунтовом основании под нагрузкой от круглого фундамента, выглядит как окружность радиусом 1.0b (с центром на вертикальной оси).

Предельное давление для круглого фундамента (итампа)

Как указано выше, в данном случае рассматривается пространственная задача. Радиус кривизны оболочки в ядре (ДГС₁) $\rho_{m1} = \rho_{t1} = 0.5b = r$ (где r – радиус горизонтального сечения фундамента). Для ДГС₁ и круговой, и меридианный значения радиусов равны b/2. ДГС₁ – ядро в виде полукруга радиусом b/2 с центром в срединной точке подошвы фундамента (см. рис. 2). Соответственно уравнение Лапласа (4), с учетом того, что



Рис. 2. Схема расположения диссипативных структур в грунтовом основании под нагрузкой от круглого фундамента диаметром *b*. σ_q – давление на грунтовое основание под подошвой фундамента; ДГС₁ и ДГС₂ – диссипативные геологические структуры в грунтовом основании.

в горизонтальном сечении радиус кривизны для $\Box \Gamma C_2 \rho_{m2} = b$:

$$2\sigma_{m1}/b + 2\sigma_{t1}/b = p_{\text{ДГС1}}/h.$$
⁽¹⁹⁾

Для ДГС₂:

$$\sigma_{m2}/b + 2\sigma_{t2}/b = p_{\text{Д}\Gamma\text{C}2}/h.$$
⁽²⁰⁾

Здесь в вертикальном единичном сечении $Д\Gamma C_2$ также представлена полукругом с центром в краевой точке подошвы фундамента. Требуется определить значение кругового (в вертикальной плоскости) напряжения в нижних точках $Д\Gamma C_1$ и $Д\Gamma C_2$. $Д\Gamma C_1$ представляет собой полусферу радиусом b/2 = r. Для *i*-го горизонтального сечения вес сегмента ниже сечения составит $Q_{x,i} = \gamma p_{1i}S_i$, где p_{1i} – давление на оболочку между *i*-м сечением (*i*-ми точками) и нижней точкой C_1 , а S_i – площадь оболочки ниже *i*-й точки $Д\Gamma C_1$, $S_i = 0.5b\alpha_i \cdot 1$ (α_i – центральный угол на дугу между точками *i*). При определении максимального напряжения в оболочке $Д\Gamma C_1$ в точке C_1 получаем, что $r_1 = 0.5b$, $\alpha_{C1} = 0$, $Q_{x,C1} = 0$ и $p_{Д\Gamma C1} = (\gamma Z_{C1} - \sigma_{str} + \sigma_q)m$, следовательно при $Z_{C1} = b/2$:

$$\sigma_{tC1} = 0.5bp_{\text{ДГС1}}/2h = b(0.5\gamma b - \sigma_{str} + \sigma_q)m/4h.$$
 (21)

В ДГС₂ для определения напряжения в оболочке при рассмотрении вертикального ее сечения необходимо включать в анализ вес грунтовых масс Q_{*} выше рассматриваемой *i*-й точки (создает сжатие в оболочке ниже) и возможно внутреннее давление, если $p_{2} \neq 0$.

Принимаем, что в $Д\Gamma C_2$ грунт отсутствует, на оболочку действует давление q (внешнее) на подъем $Д\Gamma C_2$, учитывающее вес грунта в $Д\Gamma C_2$ в наименьшем главном напряжении по Кулону–Мору (пассивное предельное равновесие), в соот-



Рис. 3. Характерный график зависимости относительной осадки ε от давления σ_q под подошвой фундамента. ε_{cr} и $\sigma_{q,cr}$ – критические значения (в предельном состоянии), соответственно, осадки и давления; ε_i и σ_i – промежуточные значения осадки и давления.

ветствии с уравнением равновесия зоны по теории расчета напряжений в тонкостенных оболочках, получаем, что на уровне подошвы фундамента радиус кривизны оболочки ДГС₂ (в горизонтальном сечении) относительно оси фундамента составляет $\rho_{m2} = r_2 = b$, а радиус кривизны оболочки ДГС₂ в вертикальном сечении, $\rho_{l2} = 0.5b$:

$$q_{\Pi\GammaC2} = (0.5\gamma b/m + \sigma_{str}). \tag{22}$$

В соответствии с уравнением равновесия зоны для расчета напряжений в осесимметричной оболочке, при $Q_{*} = 0$, $r_{2} = b$, и учитывая, что рассматриваются в сечении две ДГС и точки C_{2} , получаем:

$$\sigma_{tC2} = q_{\Pi\Gamma C2} r_2 / 2 \cdot 2h = b(0.5\gamma b/m + \sigma_{str}) / 4h.$$
 (23)

Соответственно для круглого (квадратного) фундамента (штампа) предельное давление также определяется по равенству выражений, характеризующих максимальные значения главных напряжений широтных (в вертикальном сечении) в диссипативных структурах грунтового основания $Д\Gamma C_2$ (зоны выпора) и $Д\Gamma C_1$ (ядро под подошвой фундамента).

Из равенства напряжений σ_{tC1} и σ_{tC2} по (21) и (23) находим:

$$b(0.5\gamma b/m + \sigma_{str})/4h = b(0.5\gamma b - \sigma_{str} + \sigma_q)m/4h, (24)$$

$$\sigma_{q,cr} = 0.5\gamma b(1/m^2 - 1) + \sigma_{str}(1/m + 1).$$
 (25)

Здесь параметры прочности грунтов *m*, φ , *c* и σ_{str} – для глубины Z = 0.5b, а γ – среднее значение удельного веса грунтов основания до глубины Z = 0.5b. ДГС основания, с радиусом кривизны их граничных поверхностей 0.5*b*, в значительной мере определяют и седлообразное очертание эпюры осадок круглого фундамента [2].

Допредельные деформации основания, критические и промежуточные значения

По мере роста давления на грунтовое основание происходят допредельные деформации по образуемым граничным поверхностям геологических структурных элементов. К моменту достижения предельного состояния массива в локальной зоне относительное значение критической деформации є_с, предшествующей началу разрушительных смещений ДГС, например, при анализе подготовки смещений новых оползневых блоков, составляет около 0.09 [1]. Есть определенная связь \mathcal{E}_{cr} с отношением толщины оболочки hк основному параметру ДГС – радиусу ее кругового сечения. Толщина *h* определяется по наиболее опасному сечению, т.е. в нижней точке ДГС. Получается, что при определении напряжений в оболочке для остальных сечений ДГС отношение h/b = const (для ленточного фундамента) или 2h/b = const - для круглого фундамента (штампа).

Результаты теоретических и натурных исследований, анализ масштабного эффекта, показывают, что указанные отношения равны 10^{-2} . С повышением размеров ДГС (т.е. в данном случае *b*) увеличивается и толщина оболочки *h*. В соответствии с уравнением предельного состояния ДГС наибольшее значение в изменении НДС имеют прочность грунтов в нижних точках ДГС (точки *C*). Допредельное деформирование ДГС может иметь место пока $\varepsilon_i < \varepsilon_{cr} = h/b$. А промежуточные значения осадки будут соответствовать значениям $\sigma_{q,i} < \sigma_{q,cr}$ (рис. 3) при линейной зависимости между осадками и давлением до $\varepsilon_i \approx 0.008$.

ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ

Грунтовое основание является частью геологической среды, и при его взаимодействии с фундаментом проявляются геологические закономерности изменения исходного напряженно-деформированного состояния грунтового массива, его преобразования от локального силового воздействия, как и при возникновении оползневых блоков или провалов над подземными полостями. Для ленточных фундаментов (решение плоской задачи в оценке предельного состояния близко к оползневой проблеме) основным параметром образуемых ДГС является его ширина b. Для круглых фундаментов основным параметром соответствующих ДГС является радиус 0.5b фундамента, т.е. половина его ширины (диаметра). Согласно полученным уравнениям, например, для грунтового основания, представленного песчаными грунтами с нулевыми значениями сцепления и структурной прочности, но одинаковыми величинами γ и φ, предельное давление для ленточного фундамента шириной b почти в 2 раза выше, чем для круглого диаметром b. Ядро под фундаментом также имеет разные очертания: у ленточного в виде клина, а у круглого — полукруг. Но габариты основных ДГС (зон выпора) в вертикальном сечении одинаковые — 2b. Размеры ДГС и критическое значение относительной осадки фундамента зависят только от его ширины.

Механизм взаимодействия ДГС и фундамента заключается в следующем. ДГС возникают уже на начальном этапе нагружения фундамента (штампа). С ростом давления σ_q начинаются осадки фундамента с проявлением деформаций по границам центральной ДГС – ядра, в основном в верхней его части у подошвы фундамента. Ядро является составной частью и боковых ДГС, поэтому происходит также рост внешнего давления на их границы, которое при $\sigma_{q,cr}$ становится предельным, а осадка достигает критического значения ε_{cr} , накануне потери несущей способности грунтового основания.

выводы

При оценке несущей способности грунтового основания необходимо учитывать геологический фактор, который проявляется в образовании под подошвой фундамента диссипативных геологических структур (ДГС).

В грунтовом основании под ленточным фундаментом ДГС по форме подобны тем, которые образуются при подготовке оползневых блоков.

Под круглыми фундаментами формирование ДГС сходно с условиями проявления внешнего воздействия на массив в виде подземной полости.

В уравнении предельного состояния грунтового основания, которое базируется на закономерностях взаимодействия фундамента и ДГС известные исходные данные включают:

- ширину фундамента,

 среднее значение удельного веса грунтов основания,

- значение угла внутреннего трения,

- значение сцепления и структурной прочности грунтов на глубинах нижних точек ДГС.

Из уравнения находится расчетное предельное значение давления фундамента на грунтовое основание, которому соответствует критическое значение относительной осадки фундамента, $\varepsilon_{cr} =$

= 10^{-2} . Промежуточные значения осадки могут быть определены по линейной зависимости между осадками и давлением до $\varepsilon_i \approx 0.008$.

Статья подготовлена в рамках выполнения государственного задания и плана НИР по теме № г.р. АААА-А19-119021190077-6.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Демин А.М. Оползни в карьерах: анализ и прогноз. М.: ГЕОС, 2009. 79 с.
- Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н. Основания и фундаменты резервуаров. М.: Стройиздат, 1989. 223 с.
- 3. Ольховатенко В.Е., Тимофеев С.С. Нелинейная модель грунтового основания // Инженерная геология. 1992. № 6. С. 96–106.
- 4. Писаренко Г.С., Агарев В.А., Квитка А.Л., Попков В.Г., Уманский Э.С. Сопротивление материалов. Изд. третье. Киев: Вища школа, 1973. 672 с.
- 5. Постоев Г.П. Диссипативные структуры в грунтовом массиве на примере формирования глубоких оползней // Инженерная геология. 2018. Т. XIII. № 3. С. 54–61.
- 6. Постоев Г.П. Модели механизма формирования и расчета провалов земной поверхности над подземными полостями // Геоэкология. 2020. № 4. С. 36–47.

https://doi.org/10.31857/S0869780920040086

- 7. Постоев Г.П., Казеев А.И., Кучуков М.М. Физические законы распределения давления в геологической среде // Геоэкология. 2020. № 6. С. 22–31. https://doi.org/10.31857/S0869780920060107
- 8. *Prigogine I., Nicolis G.* Self-Organization in Non-Equilibrium Systems: From Dissipative Structures to Order Through Fluctuations. New York: J. Wiley & Sons, 1977.

DISSIPATIVE GEOLOGICAL FORMATIONS AND MODELS FOR ASSESSING THE LIMIT STATE OF GROUND BASES

G. P. Postoev[#]

Sergeev Institute of Environmental Geoscience, Russian Academy of Sciences, Ulanskii per., 13, str. 2, Moscow, 101000 Russia *#E-mail: opolzen@geoenv.ru*

Dissipative geological structures (DGS) are formed under the basement in the local zone of the ground base, the parameters of which are consistent with the width of the basement. DGS interact with the basement; they receive its pressure and transmit it depending on the initial expansion pressure at the particular soil massif points in accordance with the Coulomb-Mohr law, to the boundary shells of the arising DGS. The development of DGS main stresses occurs in them, controlling the process of pre-limit deformation of the soil base-

ПОСТОЕВ

ment and preparation of the limit state. The equations of the threshold state of the soil mass' for strip and round foundation are obtained. Critical values of pressure and foundation settlement are calculated.

Keywords: *strip foundation, round foundation, limit state equations, critical pressure and deformation, ground foundation, dissipative geological structures*

REFERENCES

- 1. Demin, A.M. *Opolzni v kar'erakh: analiz i prognoz* [Landslides in open-cut mines: analysis and forecast]. Moscow, GEOS Publ., 2009, 79 p. (in Russian)
- Ivanov, Yu.K., Konovalov, P.A., Mangushev, R.A., Sotnikov, S.N. *Osnovaniya i fundamenty rezervuarov* [Bases and foundations of tanks]. Moscow, Stroiizdat Publ., 1989, 223 p. (in Russin).
- Ol'khovatenko, V.E., Timofeev, S.S. *Nelineinaya model' gruntovogo osnovaniya* [Nonlinear model of soil basement]. *Inzhenernaya geologiya*, 1992, no. 6, pp. 96–106. (in Russian)
- Pisarenko, G.S., Agarev, V.A., Kvitka, A.L., Popkov, V.G., Umanskii, E.S. *Soprotivlenie materialov* [Strength of materials]. Kiev, Vishcha shkola Publ., 1973, 672 p. (in Russian)

- 5. Postoev, G.P. *Dissipativnye struktury v gruntovom massive na primere formirovaniya glubokikh opolznei* [Dissipative structures in soil massif by the example of deep landslides formation]. *Inzhenernaya geologiya*, 2018, vol. XIII, no. 3, pp. 54–61. (in Russian)
- 6. Postoev, G.P. *Modeli mekhanizma formirovaniya i ra*scheta provalov zemnoi poverkhnosti nad podzemnymi polostyami [Models of formation mechanism and calculation of the surface sinkholes over underground cavities]. *Geoekologiya*, 2020, no. 4, pp. 36–47. (in Russian)
- Postoev, G.P., Kazeev, A.I., Kuchukov, M.M. Fizicheskie zakony raspredeleniya davleniya v geologicheskoi srede [Physical laws of pressure distribution in the geological environment], Geoekologiya, 2020, no. 6, pp. 22– 31. (in Russian)
- Nicolis, G., Prigogine, I. Self-organization in nonequilibrium systems: from dissipative sructures to order through fluctuations. New York, J. Wiley & Sons, 1977.