2015

Строительство и архитектура

DOI: 10.15593/2224-9826/2015.3.01 УДК 624.154 +624.131

А.Н. Богомолов^{1,2}, А.Б. Пономарев¹, О.А. Богомолова²

 ¹Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия
 ² Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет, Волгоград, Россия

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ УДЕРЖИВАЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИОТКОСНОЙ ОБЛАСТИ

При решении задач о стабилизации оползнеопасных откосов и склонов при помощи разного рода удерживающих конструкций (свайные ряды, подпорные стенки, габионные конструкции) необходимо знать величину и характер распределения сил активного давления грунта, которые являются определяющими при расчете элементов удерживающих конструкций на прочность, а в случае подпорных стен – и на сдвиг. Обычно считается, что эпюра интенсивности сил активного давления имеет треугольную форму, а ее максимальное значение определяется разностью сумм удерживающих и сдвигающих сил. действующих по участку наиболее опасной линии скольжения, расположенному выше расчетного сечения. Однако это не всегда справедливо даже в случае однородного и прямолинейного откоса: эпюра сил активного давления может быть криволинейной, а разность между удерживающими и сдвигающими силами в расчетном сечении есть не что иное, как перерезывающая сила, имеющая размерность [Н], а не [Ра]. Кроме того, тривиальный подход к задаче об определении активного давления грунта не позволяет учесть природную величину коэффициента бокового давления грунта, значение которой существенно отличается у разных видов грунтов и в значительной степени определяет напряженнодеформированное состояние массива. Предлагаемый нами подход позволяет в максимальной степени учесть геометрические параметры и геологическое строение рассматриваемого объекта, не постулирует форму поверхности скольжения, а дает возможность определять ее исходя из результатов анализа геологического строения и напряженно-деформированного состояния приоткосной области. Если откос имеет однородное геологическое строение, то его напряженное состояние может быть оценено на основе решения первой основной задачи теории упругости для полуплоскости с криволинейной границей, полученного методами теории функций комплексного переменного; если геологическое строение не однородно, то используется метод конечных элементов.

Ключевые слова: оползнеопасный склон, противооползневая конструкция, активное давление грунта, коэффициент бокового давления, поверхность (линия) скольжения, методы теории функций комплексного переменного, метод конечных элементов.

A.N. Bogomolov^{1,2}, A.B. Ponomarev¹, O.A. Bogomolova²

¹ Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation ² Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, Volgograd, Russian Federation

DETERMINATION OF EARTH PRESSURE ON LANDSLIDE RETAINING STRUCTURES BASED ON STRESS STATE ANALYSIS OF LANDSLIDE AREA

When solving stabilization problems of prone to landslide slopes with the help of different retaining structures (pile rows, retaining walls, gabion structures) it is necessary to know the magnitude and distribution pattern of active earth pressure. They are determining factors when doing the stress test of the retaining structures elements or the shear test in the case of retaining walls. It is generally considered that the diagram of the active pressure forces intensity is triangular, and its maximum value is determined by the sum difference of the confining and shearing forces acting on the most dangerous section of the slip line located above the design section. However, it is not always true even in the case of a uniform and rectilinear slope. The diagram of active pressure forces can be curvilinear, and the difference between the confining and shearing forces in the design section is no other than the crosscutting force, which has the dimension [H] instead of [Pa]. Moreover, a trivial approach to the problem of the active earth pressure determination does not allow us to take into account the natural value of the lateral earth pressure coefficient. This value varies substantially from one soil type to another and determines the stress-strain state of the solid mass to a considerable degree. The proposed approach makes it possible to take into account the geometric parameters and geological structure of the object down to the limit. It does not postulate the shape of the sliding surface, but allows us to determine it on the basis of the results of the geological structure analysis and the stress state of the sloping area. If the geological structure of the slope is homogeneous, its stress state can be evaluated by the solution of the first fundamental problem of elasticity theory for a half-plane with a curvilinear boundary when using the complex variable theory. If the geological structure is not homogeneous, then the finite element method is used.

Keywords: prone to landslide slope, landslide retaining structure, active earth pressure, lateral earth pressure coefficient, sliding surface (line), methods of complex variable theory, finite element method.

1. Определение напряжений в исследуемой области

Известен метод [1], позволяющий отыскивать решение первой основной задачи теории упругости для случая, когда упругая изотропная среда заполняет в плоскости z = x + iy односвязную область *S*, ограниченную простым контуром *L*, если имеется функция $z = \omega(\zeta)$, осуществляющая конформное отображение круга $|\zeta| < 1$ или полуплоскости $\bigcap mZ < 0$ на исследуемую область. Наиболее просто решение строится, когда функция $z = \omega(\zeta)$ -полином [3].

Предложена функция [5]

$$z = \omega(\zeta) = C_0 + C\zeta - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(\zeta + a + bi)^{2k+1}},$$
(1)

где z = x + iy; $\zeta = \xi + i\eta$; C_0 ; C; $C_1 \dots C_{2k+1}$ – любые, в том числе комплексные, коэффициенты; a и b – действительные числа, b > 0. Приведенная функция совершает конформное отображение нижней полуплоскости $\bigcap mZ < 0$ на полуплоскость с криволинейной границей, имитирующей контуры откосов, склонов, выемок и насыпей различной конфигурации.

Если коэффициенты C_0 ; C; $C_1 \dots C_{2k+1}$ – действительные числа, то граница односвязной области S симметрична; если C_0 ; C; $C_1 \dots C_{2k+1}$ – комплексные числа, то асимметрична.

С использованием отображающей функции (1) методом ТФКП [1] получено аналитическое решение первой основной задачи теории упругости для весомой полуплоскости с криволинейной границей, находящейся под действием внешних нагрузок [5]. Причем величина коэффициента бокового давления грунта ξ_0 при этом может принимать любое значение, встречающееся в природе.

Функции, входящие в известные соотношения [1] и определяющие численные значения напряжений в точках исследуемой области, получены в виде [5]

$$\Phi(\zeta) = \frac{1}{\left[C + \sum_{k=0}^{n} \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}}\right]} \left\{J_1 + \sum_{k=0}^{n} \frac{C_{2k+1}}{(2k)!} \times \rightarrow \left[\sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_m^s \overline{\Phi(-a-bi)^{(m-s)}}}{(\zeta+a-bi)^{s+1}} - \sum_{s=0}^{m=2k} \frac{A_m^s \overline{\Phi'(-a-bi)^{(m-s)}}}{(\zeta+a-bi)^{s+1}}\right]\right\}.$$
(2)

$$\Psi(\zeta) = \frac{1}{\left[C + \sum_{k=0}^{n} \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}}\right]} \left\{ J_{2} + \left[\sum_{k=0}^{n} \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}}\right] \times \rightarrow \right.$$
$$\times \Phi(\zeta) + \left[C_{0} + C\zeta - \sum_{k=0}^{n} \frac{C_{2k+1}}{(\zeta+a+bi)^{2k+1}}\right] \Phi'(\zeta) - \sum_{k=0}^{n} \frac{C_{2k+1}}{(2k)!} \times \rightarrow \left. (3) \right.$$
$$\times \left[\sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_{m}^{s} \Phi^{(m-s)} (-a-bi)}{(\zeta+a+bi)^{s+1}} - \sum_{s=0}^{m=2k} \frac{A_{m}^{s} \Phi^{(m+1-s)} (-a-bi)}{(\zeta+a+bi)^{s+1}}\right] \right\}.$$

Если исследуемая область неоднородна или ее невозможно конформно отобразить, то для анализа ее напряженно-деформированного состояния можно использовать методы конечных или граничных элементов [2, 3].

Таким образом, считаем, что поля напряжений σ_z , σ_x и τ_{zx} для условий рассматриваемой задачи нам известны.

2. Определение величины коэффициента запаса устойчивости откоса

Запишем условие прочности Кулона в виде, предложенном Како, дополнительно введя некоторую функцию *К*:

$$K\tau_n = (\sigma_n + \sigma_\varepsilon) tg\phi, \qquad (4)$$

где τ_n и σ_n – безразмерные (в долях γh) касательное и нормальное напряжения, действующие по некоторой наклонной площадке; *K* – некоторая функция напряженного состояния в точке грунтового массива, называемая коэффициентом устойчивости в точке; σ_{ε} – приведенное давление связности, $\sigma_{\varepsilon} = C(\gamma h t g \phi)^{-1}$; *C*, ϕ , γ и *h* – соответственно сцепление, угол внутреннего трения, объемный вес грунта и высота откоса.

При K = 1 выражение (4) совпадает с условием прочности Мора.

Выразим напряжения τ_n и σ_n через их компоненты σ_z ; σ_x ; τ_{xz} , угол наклона площадки α и подставим полученные выражения в формулу (4), тогда

$$K = \frac{\left[\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)\cos 2\alpha + \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \tau_{xz}\sin 2\alpha + \sigma_{cB}\right] tg\phi}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)\sin 2\alpha + \tau_{xz}\cos 2\alpha}.$$
 (5)

Угол наклона площадки сдвига α , при котором значение *К* принимает минимальное значение, определяется из условий (6) по формуле (7) [4]:

$$\left. \frac{\partial K}{\partial \alpha} = 0; \\
\frac{\partial^2 K}{\partial \alpha^2} > 0,
\right\},$$
(6)

$$\sin 2\alpha_{1,2} = -\frac{2\tau_{xz}}{B} \pm \left(\sigma_z - \sigma_x\right) \sqrt{\frac{B^2 - D}{B^2 D}},\tag{7}$$

где $B = (\sigma_z + \sigma_x + 2\sigma_{cB}); \quad D = 4\tau^2_{xz} + (\sigma_z - \sigma_x)^2.$

Глобальный коэффициент запаса устойчивости откоса по наиболее вероятной поверхности сдвига (НВПС) определяется по формуле

$$K = \frac{\int_{0}^{l} F_{ya}(S) ds}{\int_{0}^{l} F_{ca}(S) ds},$$
(8)

где F_{ya} и F_{ca} – удерживающие и сдвигающие силы в точках НВПС, определяемые соответственно числителем и знаменателем формулы (5); *S* – дуговая координата точки НВПС [4].

Отметим, что используемая методика построения наиболее вероятных поверхностей скольжения [4, 5] позволяет сразу, без проведения дополнительных расчетов и построений, отыскать поверхность скольжения с минимальным значением величины коэффициента запаса устойчивости, определяемым формулами (5)–(8).

3. Определение сил оползневого (активного) давления

Если напряжения в исследуемом грунтовом массиве, например в однородном откосе, определены, и при этом отсутствуют области пластических деформаций, то определение величины оползневого давления сводится к выполнению следующей последовательности операций:

1) с использованием методики [4] и формулы (5)–(8) в откосе строится наиболее вероятная линия разрушения, отвечающая реальными физико-механическими свойствами грунта (*C*, φ, γ, ξ₀) и геометрическим размерам исследуемой области;

2) задается положение вертикального сечения, которое совпадает, например, с осью свайного удерживающего элемента и в котором предполагается определить величину сил оползневого давления;

3) на оси удерживающего элемента выбирается несколько точек (включая точку пересечения этой оси и НВЛР) на одинаковых расстояниях друг от друга, из которых строят по той же методике локальные восходящие гипотетические линии разрушения (ЛВГЛР) (рис. 1), вычисляют величины локальных коэффициентов устойчивости K_{π}^{Γ} и соответствующие суммы удерживающих и сдвигающих сил $F_{\gamma d}^{\pi \Gamma}$ и $F_{c d}^{\pi \Gamma}$;

4) задаются проектной величиной локального коэффициента устойчивости K_{np} , соответствующего той части НВЛР, которая расположена выше (на рис. 1 выше и правее) намеченного сечения;

5) вычисляются «фиктивные» удерживающие силы F_{ya}^{Φ} , а затем «фиктивные» сдвигающие силы F_{cd}^{Φ} для каждой локальной восходящей гипотетической линии разрушения; «фиктивная» удерживающая сила равна по величине сумме удерживающих сил при условии, что величина коэффициента устойчивости по этой линии равна проектной величине, т.е $K_{\pi}^{\Gamma} = K_{np}$ (это вытекает из условия, что призма разрушения сползает по линии разрушения как единое целое); величина «фиктивной» сдвигающей силы равна разности между величиной «фиктивной» удерживающей силы и суммой удерживающих сил, действующих по этой линии в действительности;

6) учитывая, что каждая ЛВГЛР наклонена под некоторым углом α к выбранной оси, строят эпюры распределения горизонтальных и вертикальных составляющих F_{cg}^{Φ} , действующих на ось удерживаю-

щего элемента; эпюра горизонтальных составляющих «фиктивных» сдвигающих сил и представляет собой эпюру оползневого давления в рассматриваемом сечении; эпюра вертикальных составляющих «фиктивных» сдвигающих сил есть ни что иное, как эпюра «отрицательных сил трения», которые будут оказывать влияние на осадку свайного удерживающего элемента.

Поясним сказанное выше, рассмотрев конкретный пример. Пусть однородный криволинейный откос с углом $\beta = 38^{\circ}$ сложен грунтом, у которого угол внутреннего трения $\varphi = 12^{\circ}$; удельное сцепление C = 0,039 МПа; плотность $\rho = 1,81$ т/м³; коэффициент бокового давления для глинистого грунта $\xi_0 = 0,75$ [6]. Необходимо построить эпюру сил оползневого давления в сечении A–A1 при условии, что величина проектного локального коэффициента устойчивости $K_{np} = 3$.

Разработанный в Волгоградском государственном архитектурностроительном университете пакет прикладных компьютерных программ ASV32 [7] позволяет выполнить все процедуры, описанные выше, и провести необходимые расчеты.

На рис. 1 приведена расчетная схема метода теории функций комплексного переменного, на которой показаны след наиболее вероятной поверхности скольжения (сдвига), следы локальных восходящих гипотетические поверхностей скольжения (сдвига) и положение оси А–А1 удерживающего элемента.



Рис. 1. Расчетная схема метода теории функций комплексного переменного

Считается, что призма разрушения сползает по поверхности разрушения как единое целое, следовательно, должно выполняться условие равенства всех локальных коэффициентов устойчивости величине проектного коэффициента устойчивости.

«Фиктивные» удерживающие и сдвигающие силы определяются по формулам:

$$F_{ya}^{\phi} = \frac{K_{np}}{K_{\pi}^{r}} F_{ya}^{nr}, \qquad (9)$$

$$F_{ca}^{\phi} = F_{ya}^{\phi} - F_{ya}^{nr}.$$
 (10)

Результаты расчетов, проведенных с использованием программы ASV32, сведены для удобства анализа в таблице.

| ЛС | $F^{\Phi}_{ m yg}$ (γh) | F^{Φ}_{ca} (γh) | α° | $E_{ox}\left(\gamma h\right)$ | $E_{oz}\left(\gamma h\right)$ |
|----|-----------------------------------|--------------------------------|----|-------------------------------|-------------------------------|
| AB | 20,6 | 6,97 | 22 | 6,64 | 2,15 |
| 4 | 17,9 | 5,3 | 22 | 5,16 | 1,65 |
| 3 | 9,26 | 0,83 | 20 | 0,78 | 0,28 |
| 2 | 5,96 | -1,1 | 18 | -1,1 | -0,3 |
| 1 | 3,62 | -3,6 | 8 | -3,5 | -0,5 |

Расчетные значения удерживающих и сдвигающих сил

Если «фиктивные» сдвигающие силы отрицательны, это значит, что в действительности они играют роль удерживающих сил, следовательно, они не учитываются при подсчете величины оползневого давления.

На рис. 2 приведена построенная в оболочке MahtCad по данным, приведенным в таблице, эпюра оползневого давления для рассмотренного выше примера. Как видно из рис. 2, эпюра знакопеременна и состоит из двух криволинейных треугольников.

Черным цветом обозначена собственно эпюра оползневого давления, которая будет выступать в роли нагрузки при расчете, например, свайного удерживающего элемента противооползневой конструкции.



Рис. 2. Эпюра оползневого давления

Серым цветом обозначена «отрицательная» часть эпюры, которая не включается в нагрузку при расчете удерживающего элемента. Зная размеры и форму эпюры легко подсчитать величину ее равнодействующей и определить точку приложения последней. Отметим, что вертикальные координаты на рис. 2 имеют размерность долей h – высоты откоса, а горизонтальные измеряются в долях γh .

4. Определение активного давления грунта на жесткие ограждающие конструкции котлована

Для определения величины давления грунта на жесткое ограждение котлованов используем описанный выше подход, который позволяет учесть любую по протяженности, интенсивности и положению распределенную поверхностную нагрузку, интенсивность которой изменяется по произвольному закону. Вычислительная процедура формализована в компьютерной программе [8], которая имеет государственную регистрацию в РФ.

Для создания базы данных инженерного метода оценки сил бокового давления на жесткие ограждающие конструкции и подпорные сооружения проведены вычисления и графические построения для однородных вертикальных откосов, сложенных грунтом, угол внутреннего трения которого изменяется в пределах $\varphi = 10...25^{\circ}$, а величина приведенного давления связности в зависимости от высоты откоса *H*, величины удельного сцепления *C* и удельного веса γ образующего массив грунта изменяется в пределах $\sigma_{cB} \in [0,4; 0,6; 0,8; 1,4; 2,0]$ [12]. Величина коэффициента бокового давления грунта принята равной $\xi_0 = 0,75$, что соответствует среднему значению для глинистых грунтов [6]. Конечно-элементная расчетная схема которого, приведена на рис. 3. Она состоит из 14 100 конечных элементов, сопряженных в 7227 узлах, а ширина матрицы жесткости системы равна 136.



Рис. 3. Конечно-элементная расчетная схема

Распределение внешней нагрузки по дневной поверхности вертикального откоса принято равномерным, ее интенсивность изменяется в пределах $q = 0...3\gamma H$, а ее ширина *b* и положение, определяемое расстоянием *L* от ее начала от бровки откоса, – в пределах *b*; $L \in [0 - H]$.

В результате проведения вычислений для всех возможных сочетаний численных значений расчетных параметров построены эпюры сил бокового давления грунта, которые для откоса высотой H = 15 м при q = 0.75γH; b = H; L = H/2; $\gamma = 2$ т/м³; $\phi = 10^{\circ}$; c = 33 кПа ($\sigma_{cB} = 0.637$) и $\xi_0 = 0.75$ изображены на рис. 4 в качестве примера.

Используя известный прием повышения расчетных значений величин удельного сцепления и тангенса угла внутреннего трения в *K*/*K*_{пр} раз, определим такие значения *C* и ϕ , при которых расчетное значение будет принимать значения K = 1,2; 1,1; 1,01. Гипотетически устойчивое состояние откоса в этих случаях будут обеспечивать «фиктивные» удерживающие силы, соответствующие увеличенным в *K/K*_{пр} прочностным характеристикам грунта.





б



Рис. 4. Эпюры сил бокового давления грунта



Рис. 5. Зависимости коэффициентов устойчивости

Элементы ограждения котлована рассчитываются на величины «фиктивных» сдвигающих сил, равных разности величин «фиктивной» удерживающей силы и реальной удерживающей силы, вычисленных для одной и той же линии скольжения.

Оказалось, что все результирующие эпюры сил бокового давления имеют криволинейную форму (рис. 4, *г*), а кривые, их образующие, могут быть с достоверностью не менее 0,98 аппроксимированы полиномами пятой степени:

$$q = (ay^{5} + by^{4} + cy^{3} + dy^{2} + ky)\gamma H, \qquad (11)$$

где a, b, c, d, k – безразмерные коэффициенты (рис. 5); y = Y/H; $y \in [0-1]$.

Результаты поверочных расчетов показали: если считать, что значения коэффициентов k не зависят от величины L и при расчетах использовать их среднеарифметические значения, то погрешность вычислений не будет превышать 2,23 %, и она пойдет в запас.

Используя интерполяционные методы, можно построить эпюры горизонтального давления на жесткие подпорные сооружения для всех возможных сочетаний переменных расчетных параметров, которые описаны выше.

Проведем сопоставление результатов вычислений по предлагаемой методике с экспериментальными данными других исследователей [13].

Предложен метод [9] экспериментального определения давления грунта на подпорные стенки, который сводится к замерам их деформаций (прогибов). Определив прогибы в ряде точек, можно аналитическим путем установить не только давление на стенку, но и изгибающие и крутящие моменты в любой точке стенки путем решения обратной задачи вариационным [10] или энергетическим [11] методом.

Эксперимент проведен в лотке с сухим песком средней крупности. Угол внутреннего трения песка засыпки $\varphi = 36^{\circ}$, объемный вес $\gamma = 1,7 \text{ т/m}^3$. Данные о величине коэффициента бокового давления засыпки отсутствуют, поэтому при расчетах принимается значение $\xi_0 = 0,4$ [5].

В качестве модели подпорной стенки служила пластинка из оргстекла толщиной 6 мм, защемленная по трем сторонам и опертая по верхнему краю. Ее жесткость D, определенная опытным путем, равна 530 кг/см.

На рис. 6, *а* приведены эпюры бокового давления, полученных экспериментальным путем (2) и предлагаем методом (1).

Сопоставление численных значений ординат соответствующих точек этих эпюр показывает, что их значения отличаются друг от друга примерно на 20–22 %. При этом сами формы эпюр бокового давления засыпки, полученной экспериментально [9] (рис. 6, δ) и на основе предлагаемого подхода, подобны.



Рис. 6. Эпюры бокового давления

Равнодействующие сил бокового давления (они численно равны площадям соответствующих эпюр) $P_p = 0,75$ кг и P = 0,57 кг и отличаются друг от друга на 24 %, причем значение, полученное экспериментальным путем [9], больше.

В результате дополнительных вычислений установлено: если значение коэффициента бокового давления грунта принять равным $\xi_0 = 0,32$, то получим эпюру бокового давления, практически полностью совпадающую с полученной при проведении эксперимента [9].

Основные выводы

Предложен метод расчета сил активного давления грунта на жесткие удерживающие и ограждающие конструкции, основанный на анализе напряженного состояния грунтового массива. Сопоставление результатов эксперимента по определению давления грунта засыпки на модель ограждающей конструкции и величины этого давления, вычисленной на основе наших предложений, показало, что они отличаются на 22 %, а формы эпюр бокового давления абсолютно подобны.

Библиографический список

1. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. – 708 с.

2. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. – М.: Мир, 1979. – 393 с.

3. Угодчиков А.Г., Хуторянский Н.М. Метод граничных элементов в механике деформируемого твердого тела / Казан. гос. ун-т. – Казань, 1986. – 295 с.

4. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. – Волгоград: Ниж.-Волж. кн. изд-во, 1979. – 238 с.

5. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / Перм. гос. техн. ун-т. – Пермь, 1996. – 149 с.

6. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.

7. Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В. Пакет прикладных компьютерных программ для исследования устойчивости грунтовых массивов // Город, экология, строительство: материалы междунар. науч.-практ. конф., Каир. – Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 1999.

8. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние): свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ № 2009612297 / А.Н. Богомолов [и др.]; заявл. 19.05.2009; зарег. в Реестре программ для ЭВМ 30.06.2009.

9. Раюк В.Ф. Метод экспериментального определения давления грунта на гибкие подпорные стенки // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – № 2. – С. 8–10.

10. Кантарович Л.В., Крылов В.И. Приближенные методы высшего анализа. – М.: Гостехиздат, 1952. – 695 с.

11. Ван Цзе-де. Прикладная теория упругости. – М.: Физматиздат, 1959. – 400 с.

12. Пономарев А.Б. Взаимодействие полых конических свай с окружающим грунтом: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Пермь, 1991. – 16 с.

13. Новодзинский А.Л., Пономарев А.Б., Статун А.С. Оценка влияния проходки коммунального коллектора на окружающую застройку // Актуальные проблемы геотехники: сб. ст., посвященный 60-летию профессора А.Н. Богомолова / под ред. А.Н. Богомолова, А.Б. Пономарева. – Волгоград, 2014. – С. 187–193.

References

1. Muskhelishvili N.I. Nekotorye osnovnye zadachi matematicheskoi teorii uprugosti [Some basic problems of the mathematical elasticity theory]. Moscow: Nauka, 1966. 708 p.

2. Segerlind L. Primenenie metoda konechnykh elementov [Application of the method of finite elements]. Moscow: Mir, 1979. 393 p.

3. Ugodchikov A.G., Khutorianskii N.M. Metod granichnykh elementov v mekhanike deformiruemogo tverdogo tela [Boundary element method in deformable solid mechanics]. Kazan: Kazanskii gosudarstvennyi universitet, 1986. 295 p.

4. Tsvetkov V.K. Raschet ustoichivosti otkosov i sklonov [Calculation of backfall and slope stability]. Volgograd: Nizhne-Volzhskoe knizhnoe izdatel'stvo, 1979. 238 p.

5. Bogomolov A.N. Raschet nesushchei sposobnosti osnovanii sooruzhenii i ustoichivosti gruntovykh massivov v uprugoplasticheskoi postanovke [Calculation of structure base bearing capacity and soil mass stability under elastoplastic raising]. Perm: Permskii gosudarstvennyi tekhnicheskii universitet, 1996. 149 p.

6. Vialov S.S. Reologicheskie osnovy mekhaniki gruntov [Rheological fundamentals of soil mechanics]. Moscow: Vysshaia shkola, 1978. 447 p.

7. Bogomolov A.N., Vikhareva O.A., Redin A.V. Paket prikladnykh komp'iuternykh programm dlia issledovaniia ustoichivosti gruntovykh massivov [Application package of computer programs for studying the stability of soil masses]. *Materialy mezhdunarodnoi nauchno-prakticheskoi konferentsii "Gorod, ekologiia, stroitel'stvo"*, Kair. Volgograd: Volgogradskii gosudarstvennyi arkhitekturno-stroitel'nyi universitet, 1999.

8. Bogomolov A.N. [et al.]. Ustoichivost' (Napriazhenno-deformirovannoe sostoianie) [Stability (stress-strain state)]. *Certificate of state registration of computer programs № 2009612297.*

9. Raiuk V.F. Metod eksperimental'nogo opredeleniia davleniia grunta na gibkie podpornye stenki [Method of experimental determination of soil pressure on flexible retaining walls]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1961, no. 2, pp. 8-10.

10. Kantarovich L.V., Krylov V.I. Priblizhennye metody vysshego analiza [Approximate methods of the highest analysis]. Moscow: Gostekhizdat, 1952. 695 p.

11. Wang Tsze-de. Prikladnaia teoriia uprugosti [Applied theory of elasticity]. Moscow: Fizmatizdat, 1959. 400 p.

12. Ponomarev A.B. Vzaimodeistvie polykh konicheskikh svai s okruzhaiushchim gruntom [The interaction of the hollow conical pile with the surrounding soil]. Thesis of doctor's degree dissertation, Perm, 1991.

13. Novodzinskii A.L., Ponomarev A.B., Statun A.S. Otsenka vliianiia prokhodki kommunal'nogo kollektora na okruzhaiushchuiu zastroiku [Evaluation of the effect of the excavation of the public sewer on the surrounding buildings]. *Sbornik statei, posviashhennyi 60-letiiu professora A.N. Bogomolova "Aktual'nye problemy geotekhniki"*. Ed. A.N. Bogomolov, A.B. Ponomarev. Volgograd, 2014, pp. 187-193.

Получено 25.04.2015

Об авторах

Богомолов Александр Николаевич (Волгоград, Россия) – доктор технических наук, профессор, член РОМГГиФ и ISSMGE, проректор по научной работе, заведующий кафедрой «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, профессор кафедры «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета. (400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1, e-mail: banzarit-cyn@mail.ru).

Пономарев Андрей Будимирович (Пермь, Россия) – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: spstf@pstu.ru).

Богомолова Оксана Александровна (Волгоград, Россия) – кандидат технических наук, доцент кафедры «Прикладная математика и вычислительная техника» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета (400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1, e-mail: banzarit-cyn@mail.ru).

About the authors

Aleksandr N. Bogomolov (Volgograd, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, RSSMGFE and ISSMGE Fellow, Vice-Chancellor on Scientific Research, Head of Department of Hydraulic and Earthwork Structures, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, Professor, Department of Building Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University (1, Akademicheskaya st., Volgograd, 400074, Russian Federation, e-mail: banzaritcyn@mail.ru).

Andrei B. Ponomarev (Perm, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Construction Technology and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky av., Perm, 614990, Russian Federation, e-mail: spstf@pstu.ru).

Oksana A. Bogomolova (Volgograd, Russian Federation) – Ph.D. in Technical Sciences, Associate Professor, Department of Applied Mathematics and Computer Science, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering (1, Akademicheskaya st., Volgograd, 400074, Russian Federation, e-mail: banzarit-cyn@mail.ru).