

УДК 624.131

**О. А. Богомолова<sup>а</sup>, А. В. Жиделев<sup>б</sup>, С. А. Богомолов<sup>в</sup>**

<sup>а</sup> *Волгоградский государственный технический университет*

<sup>б</sup> *Филиал «Взлет» Московского авиационного института (МАИ) в г. Ахтубинске*

<sup>в</sup> *Российский государственный аграрный университет — МСХА имени К. А. Тимирязева*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛ ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ И ДАВЛЕНИЯ НА ШПУНТОВОЕ ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНА НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА**

В статье рассматривается способ определения сил оползневого давления и сил давления грунта борта котлована на шпунтовое ограждение, что, по сути, одно и то же. Построение линий скольжения осуществляется на основе анализа напряженного состояния приоткосной (прибортовой) зоны. Формы эпюры давления заранее не задаются, а определяются как функции геометрических параметров исследуемого объекта, его напряженного состояния и физико-механических свойств слагающих грунтов. Для однородных откосов для определения напряжений рекомендуется использовать аналитическое решение первой краевой задачи теории упругости для весомой полуплоскости, полученное на основе методов теории функций комплексного переменного, а для неоднородных — численные методы, в частности метод конечных элементов. Установлено, что форма эпюры горизонтального давления грунта борта котлована на шпунтовое ограждение, полученная при проведении расчетов, полностью совпадает с формой соответствующей эпюры, полученной независимо от нас другими авторами при проведении физического эксперимента. Использование предложенного подхода для определения сил давления на шпунтовое ограждение позволяет получить (для условий рассмотренного в работе примера) экономию по металлу в размере 13,7...41,5 %.

**Ключевые слова:** оползневое давление, давление на ограждающую конструкцию, напряженное состояние, коэффициент бокового давления и физико-механические свойства грунта, методы теории функций комплексного переменного, метод конечных элементов, эпюры давления.

### **Введение**

В настоящее время дефицит территории и возросшие экологические требования ставят задачу совершенствования методов расчета и проектирования грунтовых сооружений с целью минимизации их влияния на окружающую среду. Кроме того, актуальной является задача вовлечения в строительную индустрию так называемых бросовых территорий, большая часть которых — антропогенные и техногенные откосы и склоны оврагов и берегов рек, участки местности со сложным рельефом — является потенциально оползнеопасной. Поэтому возникает задача о закреплении таких объектов и, как следствие, задача об определении оползневого давления.

С другой стороны, в связи с увеличением этажности подземных частей зданий увеличивается и глубина строительных котлованов. Для обеспечения безопасности производства строительных работ необходимо гарантировать устойчивость бортов котлована, чего можно достигнуть, используя различные ограждающие конструкции, определение параметров которых осуществляется на основе результатов расчетов величины давления грунтовых масс на ограждение. Задача определения давления на шпунтовое ограждение котлована является одной из сложных задач геомеханики, при решении которой приходится рассматривать систему взаимодействующих тел: собственно грунтового

массива, слагающего борт котлована, удерживающей конструкции ограждения и основания котлована. Если на дневной поверхности грунта в непосредственной близости от котлована имеется нагрузка, задача еще более усложняется.

Обозначенные выше задачи являются родственными, поэтому в настоящей статье излагается общий подход к их решению, основанный на анализе напряженного состояния грунтового массива.

## 1. Расчет сил оползневых давлений

### 1.1. Определение напряжений в приоткосной области

Известно, что напряжения в однородной изотропной полуплоскости с криволинейной внешней границей могут быть определены методом [1]. Для этого необходимо иметь функцию  $z = \omega(\zeta)$ , которая осуществляет конформное отображение круга полуплоскости  $\text{Im}Z < 0$  на исследуемую область  $S$ , заполняющую в плоскости  $z = x + iy$  некоторую ее часть, ограниченную простым контуром  $L$ . Наиболее просто решение строится в том случае, когда функция  $z = \omega(\zeta)$  является полиномом [2].

Нами [3] предложена функция, которая совершает конформное отображение нижней полуплоскости  $\text{Im}Z < 0$  на полуплоскость с криволинейной границей, которая может имитировать контуры откосов, склонов, выемок и насыпей, имеющих различные геометрические параметры:

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

где  $z = x + iy$ ;  $\zeta = \xi + i\eta$ ;  $C_0$ ;  $C$ ;  $C_{2k+1}$  — любые, в том числе и комплексные, коэффициенты;  $a$  и  $b$  — действительные числа,  $b > 0$ .

При помощи отображающей функции (1) получено аналитическое решение первой основной задачи теории упругости для весомой полуплоскости с криволинейной границей, к которой могут быть приложены нагрузки [3] (рис. 1). Величина коэффициента бокового давления грунта  $\xi_0$  при этом может принимать любое значение, встречающееся в природе.

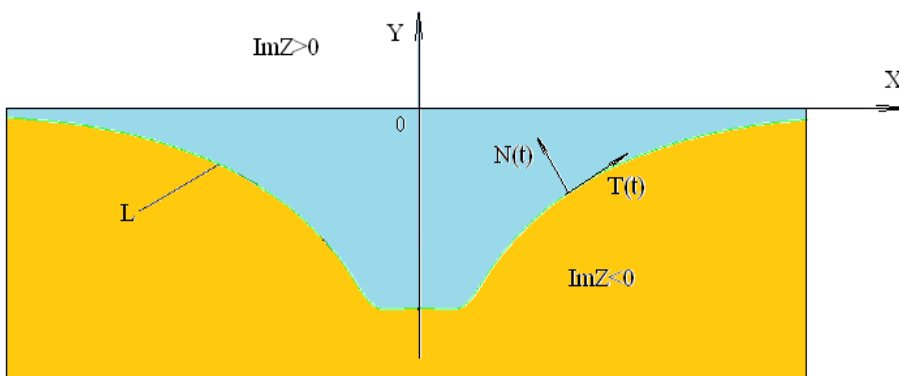


Рис. 1. Расчетная схема к решению первой основной граничной задачи методами теории функций комплексного переменного [3]

Функции, входящие в известные соотношения [1] и определяющие численные значения напряжений в точках исследуемой области, получены в [3] в следующем виде:

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

$$\Psi(\zeta) = \frac{1}{\left[ C + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}} \right]} \left\{ J_2 + \left[ C + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a+bi)^{2k+2}} \right] \Phi(\zeta) + \left[ C_0 + C\zeta - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(\zeta+a+bi)^{2k+1}} \right] \Phi'(\zeta) - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(2k)!} \left[ \sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_m^s \Phi^{(m-s)}(-a-bi)}{(\zeta+a+bi)^{s+1}} - \sum_{s=0}^{m=2k} \frac{A_m^s \Phi^{(m+1-s)}(-a-bi)}{(\zeta+a+bi)^{s+1}} \right] \right\}. \quad (3)$$

Если исследуемая область неоднородна или границу грунтового массива невозможно описать при помощи конформного отображения, то для анализа его напряженного состояния необходимо использовать численные методы, например метод конечных элементов [4—9].

Таким образом, считаем, что поля напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{zx}$  для условий рассматриваемой задачи нам известны.

### 1.2. Определение величины коэффициента запаса устойчивости откоса

Запишем условие прочности Кулона [10; 11] в виде, предложенном Како [12], предварительно введя некоторую функцию  $K$ :

$$K\tau_n = (\sigma_n + \sigma_{св}) \operatorname{tg} \varphi, \quad (4)$$

где  $\tau_n$  и  $\sigma_n$  — безразмерные (в долях  $\gamma h$ ) касательное и нормальное напряжения, действующие в некоторой точке грунтового массива по наклонной площадке, ориентированной под углом  $\alpha$ ;  $K$  — некоторая функция напряженного состояния, называемая коэффициентом запаса устойчивости в точке грунтового массива;  $\sigma_{св} = C(\gamma h_3 \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$  — приведенное давление связности;  $C$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$  и  $h$  — сцепление, угол внутреннего трения, удельный вес грунта и высота откоса соответственно.

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

Выразим напряжения  $\tau_n$  и  $\sigma_n$  через их компоненты  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{zx}$ , угол наклона площадки  $\alpha$  и подставим полученные выражения в формулу (4), тогда

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

Угол наклона площадки сдвига, при котором значение  $K$  принимает минимальное значение, определяется из условия минимальности нереализованного сопротивления сдвигу.

Запишем выражение

$$\tau_n + \tau_{\text{ост}} = (\sigma_n + \sigma_{cb}) \operatorname{tg} \varphi, \quad (6)$$

где  $\tau_{\text{ост}}$  — нереализованное сопротивление сдвигу или, по терминологии И. В. Федорова [13], «остаточное» сопротивление сдвигу.

Если  $\tau_{\text{ост}} > 0$ , то грунт обладает некоторым нереализованным сопротивлением сдвигу и находится в упругом состоянии. Если  $\tau_{\text{ост}} = 0$ , то выражение (6) принимает вид условия прочности Кулона.

Из выражения (6) следует, что

$$\tau_{\text{ост}} = (\sigma_n + \sigma_{cb}) \operatorname{tg} \varphi - \tau_n. \quad (7)$$

Естественно, что ориентация наиболее вероятной площадки сдвига может быть определена из условия стремления  $\tau_{\text{ост}} \rightarrow 0$ . Следовательно, процесс отыскания угла  $\alpha$  сводится к решению относительно  $\alpha$  уравнения

$$\frac{\partial \tau_{\text{ост}}}{\partial \alpha} = 0. \quad (8)$$

Подставляя в выражение (7) значения  $\sigma_n$  и  $\tau_n$  и беря производную, получим

$$\operatorname{tg}(2\alpha) = \frac{(\sigma_x - \sigma_z) - 2\tau_{xz} \operatorname{tg}(\varphi)}{2\tau_{xz} - (\sigma_z - \sigma_x) \operatorname{tg}(\varphi)}. \quad (9)$$

Из формулы (9) следует, что угол  $\alpha$  однозначно определен напряженным состоянием и углом внутреннего трения и не зависит от величины сцепления.

Нетрудно видеть, что для идеально связного грунта ( $\varphi = 0$ ) формула (9) принимает вид

$$\operatorname{tg}(2\alpha) = \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau_{xz}}, \quad (10)$$

хорошо известный из теории упругости.

Глобальный коэффициент запаса устойчивости откоса по наиболее вероятной линии скольжения (НВЛС) определяется по формуле

$$K = \frac{\int_0^l F_{\text{уд}}(S) ds}{\int_0^l F_{\text{сд}}(S) ds}, \quad (11)$$

где  $F_{уд}$  и  $F_{сд}$  — удерживающие и сдвигающие силы в точках НВЛС, определяемые числителем и знаменателем формулы (5) соответственно;  $S$  — дуговая координата точки НВЛС.

Отметим, что при использовании данного способа определения угла ориентации площадки наиболее вероятного сдвига при вычислении коэффициента запаса устойчивости по формулам (5), (8) отличия от аналогичных результатов, получаемых на основе методики определения угла  $\alpha$ , предложенной в работе [14], составляют не более 3...4 %.

### 1.3. Определение сил оползневое давления

Если напряжения в однородном (в случае, когда откос имеет прямолинейный контур, производится соответствующая достройка криволинейного контура до прямолинейного (см. рис. 1), процедура подробно описана в [15]) или в неоднородном откосе определены и при этом отсутствуют области пластических деформаций, то определение величины оползневого давления сводится к выполнению следующей последовательности операций:

а) используя методику [3] и формулы (5)—(11), в откосе строится наиболее вероятная линия разрушения, отвечающая реальными физико-механическими свойствами грунта ( $C$ ;  $\varphi$ ;  $\gamma$ ;  $\xi_0$ ) и геометрическим параметрам откоса;

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

в) на оси удерживающего элемента выбирается несколько точек (включая точку пересечения этой оси и НВЛС) на одинаковых расстояниях друг от друга, из которых строят по той же методике локальные восходящие гипотетические линии скольжения (ЛВГЛС) (см. рис. 1), вычисляют величины локальных коэффициентов устойчивости  $K_{л}^{\Gamma}$  и соответствующие суммы удерживающих и сдвигающих сил  $F_{уд}^{\Pi}$  и  $F_{сд}^{\Pi}$ ;

г) задаются проектной величиной локального коэффициента устойчивости  $K_{пр}$ , соответствующего той части НВЛС, которая расположена выше и справа (см. на рис. 1) от намеченного сечения;

д) вычисляются «фиктивные» удерживающие  $F_{уд}^{\Phi}$ , а затем «фиктивные» сдвигающие силы  $F_{сд}^{\Phi}$  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.  $K_{л}^{\Gamma} = K_{пр}$  (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;

е) учитывая, что каждая ЛВГЛС наклонена под некоторым углом  $\alpha$  к выбранной оси, строят эпюры распределения горизонтальных и вертикальных составляющих  $F_{сд}^{\Phi}$ , действующих на ось удерживающего 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 конкретные примеры.

Пусть однородный криволинейный откос с углом  $\beta = 38^\circ$  сложен грунтом со следующими физико-механическими свойствами: угол внутреннего трения  $\varphi = 12^\circ$ ; удельное сцепление  $C = 0,039$  МПа; удельный вес  $\gamma = 1,81$  т/м<sup>3</sup>; коэффициент бокового давления для глинистого грунта принят равным  $\xi_0 = 0,75$  [16]. Необходимо построить эпюру сил оползневого давления в сечении  $A-A$  при условии, что величина проектного локального коэффициента устойчивости  $K_{пр} = 3$ .

Авторами разработан вычислительный комплекс, включающий в себя компьютерные программы МТФКП [17] и FEA [18], который позволяет выполнить все процедуры, описанные выше, и провести необходимые расчеты, как для однородных (МТФКП), так и для неоднородных (FEA) откосов.

На рис. 2 приведена расчетная схема метода теории функций комплексного переменного, на которой показаны наиболее вероятная линия скольжения, локальные восходящие гипотетические линии скольжения и положение оси  $A-A$  удерживающего элемента.

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

Результаты расчетов, выполненных при помощи программы ASV32, сведены для удобства анализа в табл. 1.

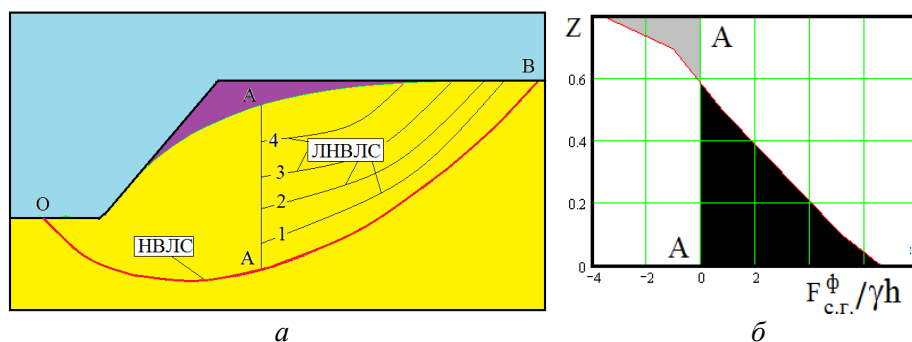


Рис. 2. Расчетная схема метода теории функций комплексного переменного (а) и расчетная эпюра оползневого давления (б)

Значения «фиктивных» удерживающих и сдвигающих сил вычисляются по формулам

$$F_{уд}^{\phi} = \frac{K_{пр}}{K_{л}} F_{уд}^{лг}; \quad (12)$$

$$F_{сд}^{\phi} = F_{уд}^{\phi} - F_{уд}^{лг}. \quad (13)$$

Если «фиктивные» сдвигающие силы отрицательны, это значит, что на самом деле они играют роль удерживающих сил и не учитываются при подсчете величины оползневого давления.

Таблица 1

## Результаты расчета сил оползневого давления

Линия скольжения	Расчетное значение суммы удерживающих сил $F_{уд} (\gamma h)$	Расчетное значение суммы сдвигающих сил $F_{сд} (\gamma h)$	Расчетное значение коэффициента запаса устойчивости $K_{л}^{\Gamma}$	Проектное значение коэффициента запаса устойчивости $K_{пр}$	«Фиктивная» удерживающая сила $F_{уд}^{\Phi} (\gamma h)$	«Фиктивная» сдвигающая сила $F_{сд}^{\Phi} (\gamma h)$	$\alpha^{\circ}$	$E_{ог}$ ( $\gamma h$ )	$E_{ов}$ ( $\gamma h$ )
АВ	13,565	6,874	1,973	3	20,622	6,966	17,5	6,644	2,15
1	12,646	6,31	2,004	3	17,946	5,3	18,2	5,159	1,65
2	8,424	3,083	2,73	3	9,257	0,833	19,7	0,784	0,28
3	7,172	1,986	3,56	3	5,961	-1,113	17,7	-1,06	-0,338
4	7,074	1,207	5,94	3	3,622	-3,55	7,7	-3,52	-0,475

На рис. 2, *а* приведена построенная в оболочке Mathcad по данным, приведенным в табл. 1, эпюра оползневого давления для рассмотренного выше примера. Из рис. 2, *б* видно, что эпюра знакопеременна и состоит из двух криволинейных треугольников. Черным цветом выделена собственно эпюра оползневого давления, которая выступает в роли нагрузки при расчете, например, свайного удерживающего элемента противооползневой конструкции.

Серым цветом помечена «отрицательная» часть эпюры, которая не включается в нагрузку при расчете удерживающего элемента. Зная размеры и форму эпюры оползневого давления, легко вычисляется величина ее равнодействующей и координаты точки ее приложения. Отметим, что вертикальные координаты на рис. 2, *б* имеют размерность долей  $h$  — высоты откоса, а горизонтальные измеряются в долях  $\gamma h$ .

Рассмотрим еще один пример. Пусть однородный криволинейный откос (рис. 3, *а*) с углом  $\beta = 30^\circ$  сложен грунтом со следующими физико-механическими свойствами: угол внутреннего трения  $\varphi = 16^\circ$ ; удельное сцепление  $C = 0,039$  МПа; удельный вес  $\gamma = 1,81$  т/м<sup>3</sup>; коэффициент бокового давления  $\xi_0 = 0,75$ . Необходимо построить эпюру сил оползневого давления в сечении  $A1$ — $A0$  при условии, что величина проектного локального коэффициента устойчивости по линии Л1  $K_{пр} = 1,2$ .

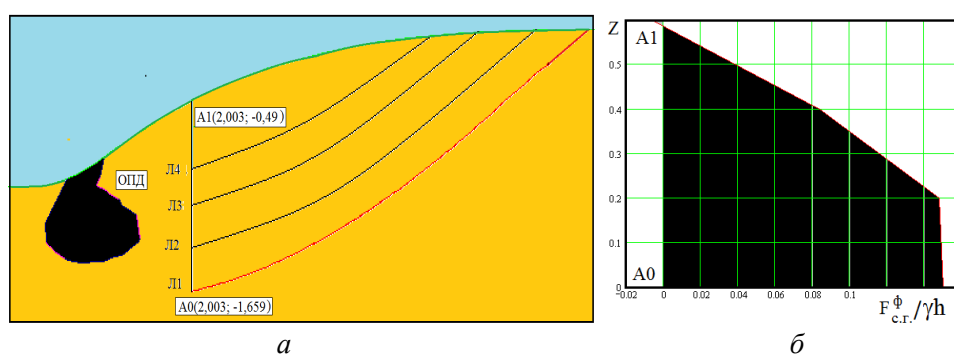


Рис. 3. Расчетная схема МТФКП (*а*) и расчетная эпюра оползневого давления (*б*)

Продельвая все процедуры, что и в предыдущем примере, получим эпюру сил оползневого давления в виде криволинейной трапеции.

Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод, что форма эпюры оползневого давления является функцией напряженного состояния и физико-механических свойств слагающих грунтов.

## 2. Расчет давления на шпунтовое ограждение котлована

Предлагается новый подход к решению этой задачи, который исключает необходимость принимать какую-либо гипотезу о форме эпюры активного давления грунта, позволяет выполнять расчеты для бортов котлованов неоднородного геологического строения при любом возможном в природе значении коэффициента бокового давления грунта  $\xi_0$ .

Этот подход предполагает выполнение всех пунктов, перечисленных в первой части настоящей статьи, где описан алгоритм вычисления величины оползневого давления.



Рассмотрим пример. Пусть грунтовый массив, в котором устраивается котлован, сложен двумя параллельными слоями грунта. Первый грунтовый слой, мощность которого  $H = 15$  м (это и глубина котлована), имеет следующие значения физико-механических свойств: объемный вес  $\gamma = 2$  т/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\varphi = 14^\circ$ , удельное сцепление  $c = 36$  кПа, модуль деформации  $E_0 = 12$  МПа — это ИГЭ-1. Грунт основания котлована имеет следующие ФМС: объемный вес  $\gamma = 2$  т/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\varphi = 20^\circ$ , удельное сцепление  $c = 68$  кПа, модуль деформации  $E_0 = 24$  МПа — это ИГЭ-2. Величина коэффициента бокового давления при расчетах принята равной  $\xi_0 = 0,75$ .

На дневной поверхности котлована расположена равномерно распределенная нагрузка интенсивности  $q = 1,5\gamma H$ , которая приложена на расстоянии  $L = 7,5$  м от его бровки, ширина нагружаемого участка  $b = 15$  м.

Для численного решения задачи составлена механико-математическая модель метода конечных элементов и расчетная схема МКЭ, которая состоит из 15 300 КЭ, сопряженных в 7839 узлах, ширина матрицы жесткости системы равна 136 (см. рис. 3, а).

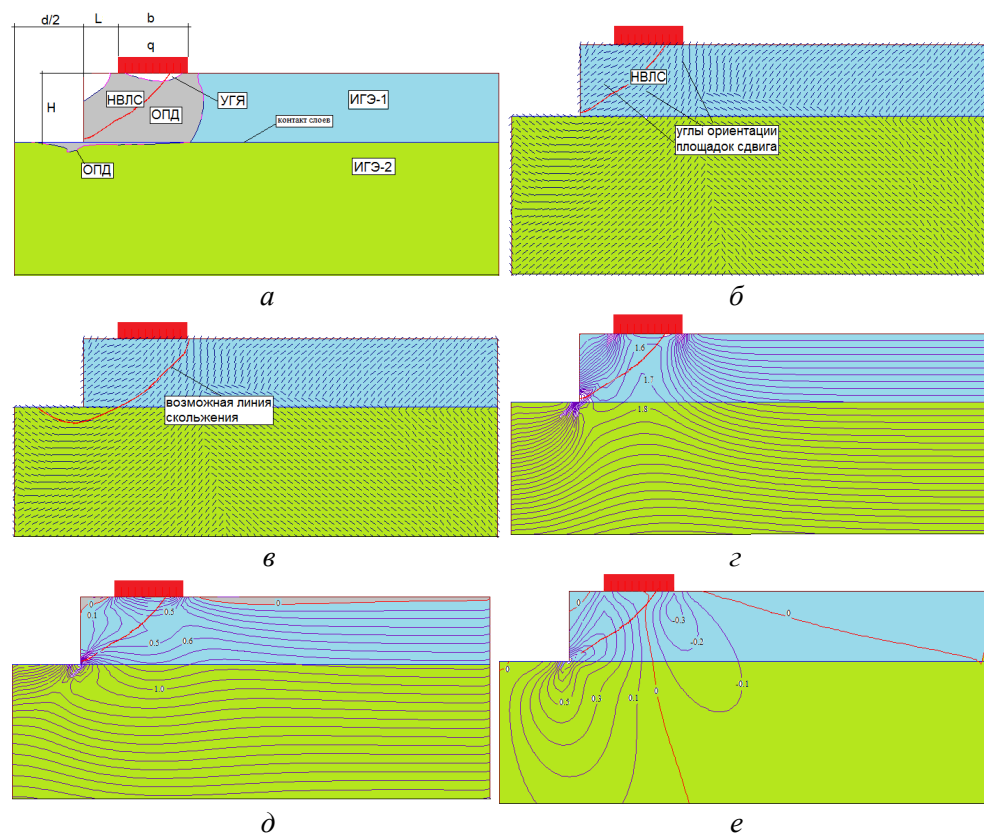


Рис. 3. Области пластических деформаций и наиболее вероятная линия скольжения (а), наиболее вероятные площадки сдвига (б), линия скольжения, пересекающая оба слоя грунта (в), картины изолиний безразмерных (в долях  $\gamma h$ ) вертикальных  $\sigma_z$  (г), горизонтальных  $\sigma_x$  (д) и касательных  $\tau_{xz}$  (е) напряжений в грунтовом массиве

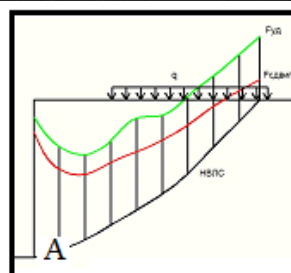
На рис. 3 изображены области пластических деформаций и наиболее вероятная линия скольжения (рис. 3, а), наиболее вероятные площадки сдвига (рис. 3, б), линия скольжения, пересекающая оба слоя грунта (рис. 3, в), и картины изолиний безразмерных (в долях  $\gamma h$ ) вертикальных  $\sigma_z$ , горизонтальных  $\sigma_x$  и касательных  $\tau_{zx}$  напряжений в грунтовом массиве, построенные при помощи программы [18] (рис. 3, з, 3, д и 3, е соответственно).

Из рис. 3, а видно, что практически вся грунтовая масса, находящаяся под нагрузкой, находится в предельном (пластическом) состоянии. Если не учитывать это обстоятельство и определить величину коэффициента запаса устойчивости вертикального борта котлована  $K$  исходя из условия упругого распределения напряжений, как это делается при использовании традиционных методов расчета устойчивости, то получим  $K = 0,55$ .

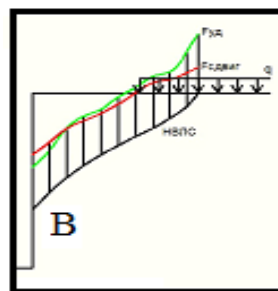
Используя известный прием [19] повышения расчетных значений величин удельного сцепления и тангенса угла внутреннего трения в  $K/K_{пр}$  раз, определим такие значения  $C$  и  $\varphi$ , при которых расчетное значение величины коэффициента запаса устойчивости борта котлована будет принимать значения  $K = 1,2; 1,1; 1,01$ . Гипотетически устойчивое состояние откоса в этих случаях будут обеспечивать «фиктивные» удерживающие силы, соответствующие увеличенным в  $K/K_{пр}$  раз прочностным характеристикам грунта.

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 (см. выше).

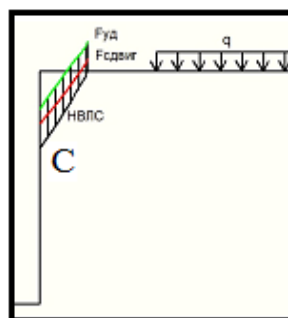
На рис. 4—6 изображены наиболее вероятные линии скольжения и соответствующие им эпюры удерживающих и сдвигающих сил, построенные для вертикального борта котлована, параметры



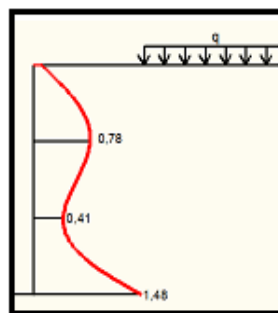
а



б



в



г

Рис. 4. Наиболее вероятные линии скольжения, построенные из точек А (а); В (б); С (в), соответствующие эпюры удерживающих и сдвигающих сил и эпюры сил бокового давления грунта (г) при условии, что  $K_A = K_B = K_C = 1,2$

которого описаны выше, для трех значений обеспечиваемой величины коэффициента запаса устойчивости  $K = 1,2; 1,1; 1,01$ .

В результате проведения вычислений построены эпюры горизонтального давления на гипотетическую вертикальную подпорную стенку, которые приведены на рис. 4—6 (з). Отметим, что ординаты эпюры приведены в долях  $\gamma h$  и имеют размерность  $\text{т/м}^2$ .

Следует отметить, что эпюры горизонтального давления, полученные нами, весьма близки по форме соответствующим эпюрам, полученным В. Ф. Раюком при проведении лабораторных исследований [20] (рис. 7, а, б). А линии скольжения и призмы скольжения очень близки по форме соответствующим элементам, приведенным на фотографиях (рис. 7, в, з), которые получены также в результате экспериментальных изысканий И. Я. Лучковским и Д. А. Чепурным [21].

Проведем теперь сопоставление полученных нами результатов с результатами расчетов, проводимых общепринятым методом [22], для чего подберем сечения стандартных стальных прокатных профилей, которые приведем ниже.

Для вычисления ординат эпюры активного давления на шпунтовое ограждение воспользуемся известной формулой [22]

$$q = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (13)$$

где  $z$  — вертикальная координата, отсчитывая вниз от дневной поверхности грунта;  $q$  — интенсивность временной нагрузки.

Полученная эпюра активного давления грунта имеет вид, приведенный на рис. 8.

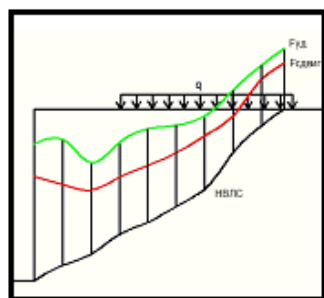
Отметим, что при расчете величины активного давления мы не учитывали того факта, что временная нагрузка находится на некотором расстоянии от бровки котлована, что естественно идет в запас прочности.

Считая, что шпунтовое ограждение работает как вертикальная жестко защемленная балка, и определив максимальную величину изгибающего момента равной  $M_{\max} = 324,375$  кНм, исходя из условия прочности выбираем по сортаменту ГОСТ<sup>1</sup> двутавровую балку № 20а, имеющую геометрические размеры  $H = 200$  мм;  $B = 110$  мм и осевой момент сопротивления  $W_x = 203$  см<sup>3</sup>. Рассматривая сечение шпунта в виде швеллера, по сортаменту выбираем швеллер № 22а с геометрическими размерами  $H = 220$  мм;  $B = 87$  мм и осевым моментом сопротивления  $W_x = 212$  см<sup>3</sup>.

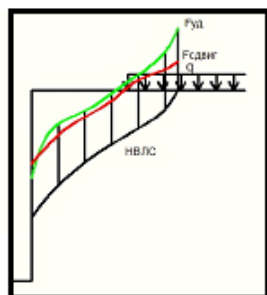
Для удобства сопоставления результатов расчетов сведем их в единую таблицу (табл. 2), расположив в том же порядке, в каком проводился расчет. Используя приведенные в ГОСТ<sup>2</sup> данные о весе одного погонного метра прокатной балки и проведя несложные расчеты, определим, что в случае применения в качестве элемента ограждающей конструкции стального швеллера экономия (в пересчете на вес стали) составит 29,0...41,5 % по сравнению с результатами расчетов по общепринятой методике [22]. Если в качестве элемента ограждения используется шпунт двутаврового сечения, то соответствующая экономия металла составляет 13,7...35,0 %.

<sup>1</sup> ГОСТ 19425—74. Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные (сортамент). М. : Изд-во стандартов, 1986. 7 с.

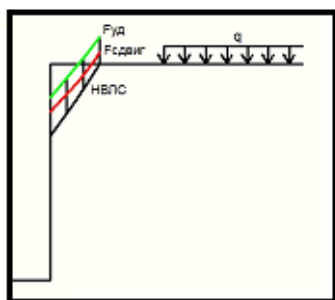
<sup>2</sup> Там же.



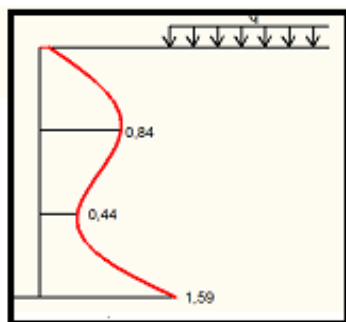
*a*



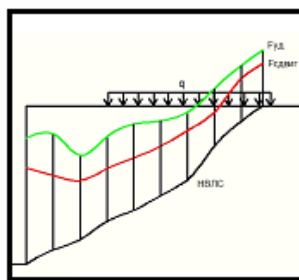
*б*



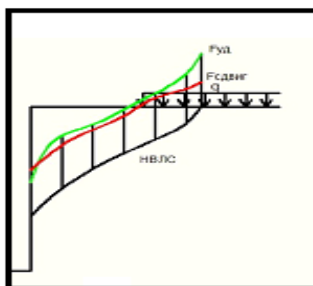
*в*



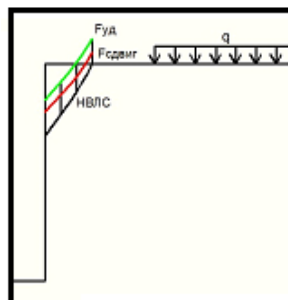
*z*



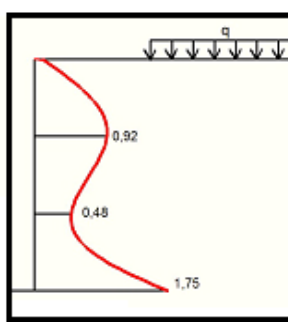
*a*



*б*



*в*



*z*

Рис. 5. Наиболее вероятные линии скольжения, построенные из точек А (*a*); В (*б*); С (*в*), соответствующие эпюры удерживающих и сдвигающих сил и эпюра сил бокового давления грунта (*z*) при условии, что  $K_A = K_B = K_C = 1,1$

Рис. 6. Наиболее вероятные линии скольжения, построенные из точек А (*a*); В (*б*); С (*в*), соответствующие эпюры удерживающих и сдвигающих сил и эпюра сил бокового давления грунта (*z*) при условии, что  $K_A = K_B = K_C = 1,01$

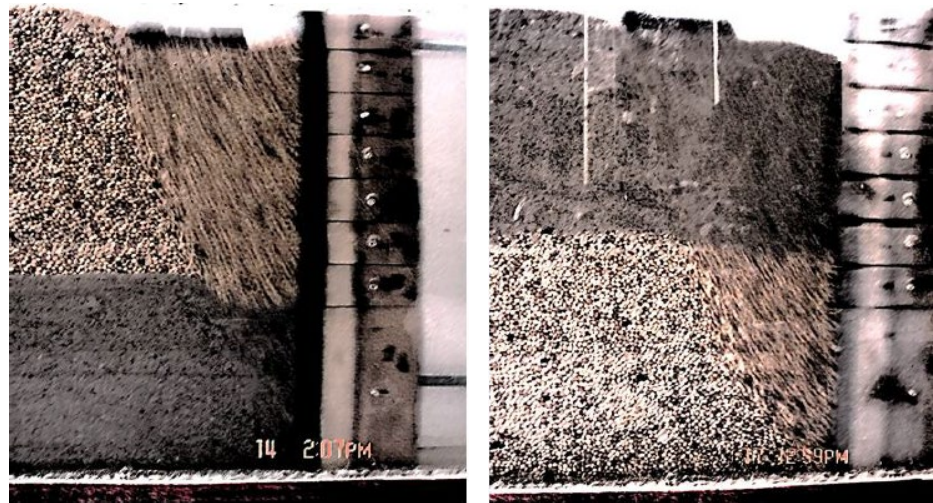
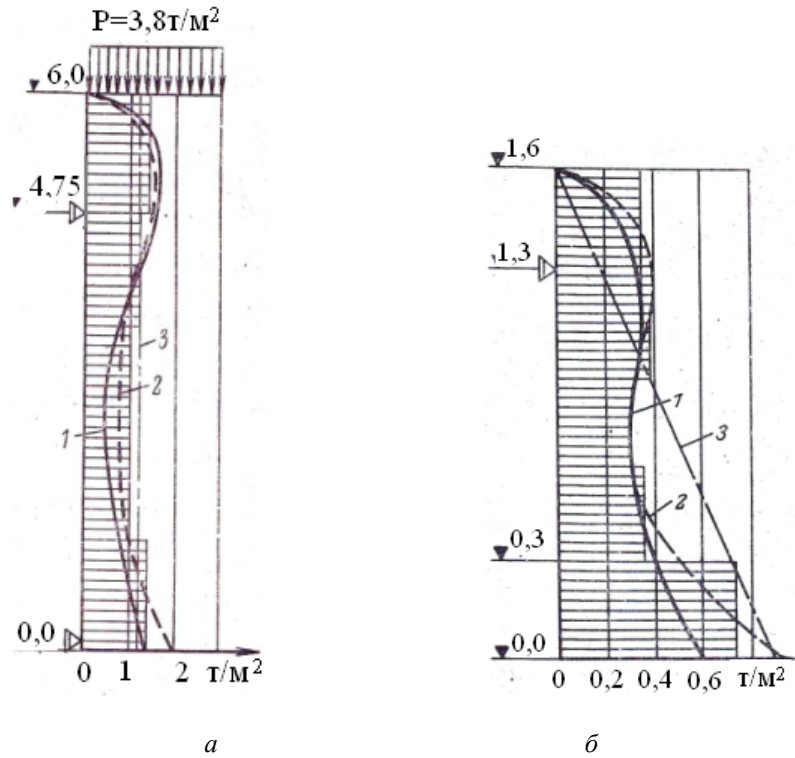


Рис. 7. Криволинейные эпюры бокового давления, полученные при проведении лабораторных исследований: при наличии временной нагрузки на поверхности засыпки (*a*) и без нее (*б*) (цит. по работе [20]); фотографии линий и призм скольжения в нагруженной полосовой нагрузкой двухслойной засыпке модели подпорной стенки: просо-песок (*а*), песок-просо (*б*) (цит. по работе [21])

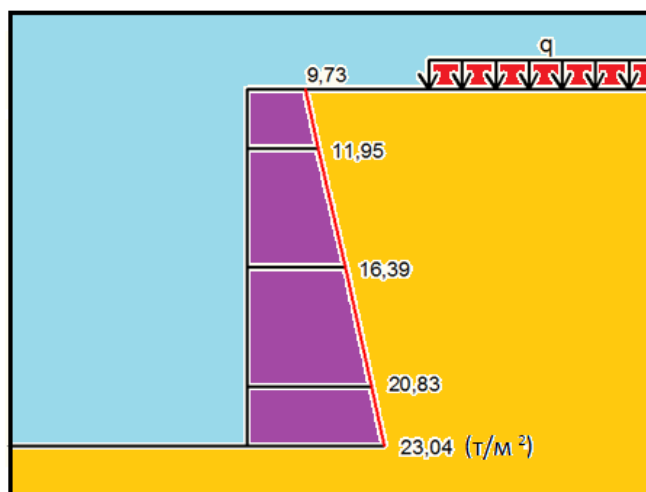


Рис. 8. Трапециевидная эпюра активного давления грунта для рассмотренного случая по Г. К. Клейну [22]

Таблица 2

Результаты расчетов

Расчетный метод	K	Сортамент	
		Швеллер	Двутавр
Оползневого давления (предлагаемый)	1,2	№ 14; H = 140 мм; B = 58 мм	№ 14; H = 140 мм; B = 73 мм
	1,1	№ 14; H = 140 мм; B = 58 мм	№ 14; H = 140 мм; B = 73 мм
	1,01	№ 14а; H = 140 мм; B = 62 мм	№ 14; H = 140 мм; B = 73 мм
По Г. К. Клейну [22]	—	№ 22а; H = 220 мм; B = 87 мм	№ 20а; H = 200 мм; B = 110 мм

**Выводы**

1. Предложен новый метод определения величины сил оползневого давления и давления грунта борта глубокого котлована, основанный на анализе напряженного состояния грунтового массива на основе методов теории функций комплексного переменного для однородных грунтовых массивов, и конечных элементов — для неоднородных.

2. Результаты многочисленных расчетов говорят о том, что форма эпюры оползневого давления  $E_{оп}$  является функцией напряженного состояния грунтового массива и физико-механических свойств слагающих грунтов.

3. Форма эпюры горизонтального давления грунта борта котлована на шпунтовое ограждение, полученная при проведении расчетов, полностью совпадает с формой соответствующей эпюры, полученной независимо от нас другими авторами при проведении физического эксперимента.

4. Использование предложенного подхода для определения сил давления на шпунтовое ограждение позволяет получить (для условий рассмотренного в работе примера) экономию по металлу в размере 13,7...41,5 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мухелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М. : Наука, 1966.
2. Угодчиков А. Г. Построение конформно отображающих функций. Киев : Наукова думка, 1966. 77 с.
3. Богомолов А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь : ПГТУ, 1996. 150 с.
4. Wang F. D., Sun M. C., Ropchan D. M. Computer Program for Pit Slope Stability Analysis bei the Fenite Element Stress Analysis and Limiting Eguilibrium Mehtod // RJ 7685. Burean of Mints, 1972.
5. Zienkiewicz O. C. The finite element method in engineering science. London : McGraw-Hill, 1971. 531 p.
6. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. The finite element method. Vol. 2. Solid and structural mechanics. Oxford : Butterworth Heinemann, 2000. 459 p.
7. Desai C. S., Lightner J. G. Mixed fenite element procedure for Soil-Structure iteration and construction seguences // Inter. J. for Numerical Mhetods in Engineering. 1985. Vol. 21. No. 5.
8. Nakoto S., Kiyoshi J. Probabilistic finite element method for Slopes stability analysis // Proc. Jap., Soc. Civil Engineering. 1985. No. 364.
9. Szmelter J., Dacko M., Dobrociński S., Wiczorek M. Metoda elementón skończonych w statyce konstrukcji. Warszawa : Wydawnictwo Arkady, 1979. 219 s.
10. Coulomb C. A. Application des riles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L'architecture // Memories de savants strangers de L'Academlie des sciences de Paris. Paris, 1773. 233 p.
11. Coulomb C. A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemesde statique relatifs, a la architecture // Mem. Acad. Roy. Div. Sav. 1776. Vol. 7. Pp. 343—387.
12. Cagout G. Eguilibre des massifs a frottemenet interne. Paris, 1934.
13. Федоров И. В. Некоторые задачи упругопластического распределения напряжений в грунтах, связанные с расчетом оснований // Инженер. сб. Ин-та механики АН СССР. 1958. Т. 27.
14. Цветков В. К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград : Ниж.-Волж. кн. изд-во, 1979.
15. Bogomolov A. N., Vikhareva O. A., Ushakov A. N., Shiyan S. I. Evaluating the stress-strain state, the stability factor magnitude and the landslide pressure forces in order to manage the landslide processes // Geotechnical Engineering for Disaster Prevention & Reduction : Proceedings of the International Geotechnical Symposium (IGSS, 2007). Yuzhno-Sakhalinsk, 2007. Pp. 281—285.
16. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М. : ВШ, 1978. 447 с.
17. МТФКПА : свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ № 2015617889 / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, А. В. Редин ; заявл. 22.06.2015 ; зарег. 28.09.2015.
18. FEA : свидетельство о гос. регистрации программы для ЭВМ № 2015617889 от 23 июля 2015 г. / А. Н. Богомолов и др.
19. Гинзбург Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции. М. : Стройиздат, 1979. 80 с.
20. Раюк В. Ф. Расчет бокового давления грунта на вертикальную грань подпорной стенки с учетом ее деформации и смещения // Гидротехническое строительство. 1968. № 9. С. 35—40.
21. Лучковский И. Я., Чепурной Д. А. Распределение горизонтального давления грунта на подпорные стены при многослойном основании // Науковий вісник будівництва : зб. наук. праць. 2009. Вип. 54-Х. С. 281—285.
22. Клейн Г. К. Строительная механика сыпучих тел. М. : Госстройиздат, 1956. 252 с.

© Богомолова О. А., Жиделев А. В., Богомолов С. А., 2022

Поступила в редакцию  
в сентябре 2022 г.

Ссылка для цитирования:

Богомолова О. А., Жиделев А. В., Богомолов С. А. Определение сил оползневого давления и давления на шпунтовое ограждение котлована на основе анализа напряженного состояния грунтового массива // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2022. Вып. 4(89). С. 6—21.

Об авторах:

**Богомолова Оксана Александровна** — канд. техн. наук, доц. каф. математики и информационных технологий, Волгоградский государственный технический университет (ВолгГТУ). Российская Федерация, 400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1; banzaritcyn@mail.ru

**Жиделев Андрей Викторович** — канд. техн. наук, доц., директор филиала «Взлет» Московского авиационного института (МАИ) в г. Ахтубинске. Российская Федерация, 416501, Астраханская область, г. Ахтубинск, ул. Добролюбова, 5; red\_scorpion@list.ru

**Богомолов Сергей Александрович** — канд. техн. наук, старший преподаватель каф. сельскохозяйственного строительства и экспертизы объектов недвижимости, РГАУ — МСХА им. К. А. Тимирязева. Российская Федерация, 127434, г. Москва, ул. Тимирязевская, 49; bsargau@mail.ru

**Oksana A. Bogomolova<sup>a</sup>, Andrey V. Zhidelev<sup>b</sup>, Sergey A. Bogomolov<sup>c</sup>**

<sup>a</sup> *Volgograd State Technical University*

<sup>b</sup> *Branch of Moscow Aviation Institute (National Research University) "Vzlet"*

<sup>c</sup> *Russian State Agrarian University — Moscow Timiryazev Agricultural Academy*

## DETERMINATION OF THE FORCES OF LANDSLIDE PRESSURE AND PRESSURE ON THE SHEET PILE FENCE OF THE PIT BASED ON THE ANALYSIS OF THE STRESSED STATE OF THE SOIL MASSIF

The article discusses a method for determining the forces of landslide pressure and the forces of the pressure of the ground side of the pit on the sheet pile fence, which, in fact, is the same. The construction of sliding lines is carried out on the basis of the analysis of the stress state of the near-slope (instrument) zone. The shapes of the pressure plots are not set in advance, but are defined as functions of the geometric parameters of the object under study, its stress state and the physico-mechanical properties of the composing soils. For homogeneous slopes, it is recommended to use the analytical solution of the first boundary value problem of elasticity theory for a weighty half-plane, obtained on the basis of the methods of the theory of functions of a complex variable, and for inhomogeneous ones — numerical methods, in particular, the finite element method. It is established that the shape of the plot of the horizontal pressure of the ground of the side of the pit on the sheet pile fence, obtained during the calculations, completely coincides with the shape of the corresponding plot, obtained independently of us, by other authors during the physical experiment. Using the proposed approach to determine the pressure forces on the sheet pile fence allows you to obtain (for the conditions of the example considered in the paper) savings on metal in the amount of 13.7...41.5 %.

**Key words:** landslide pressure, pressure on the enclosing structure, stress state, lateral pressure coefficient and physical and mechanical properties of the soil, methods of the theory of functions of a complex variable, finite element method, pressure plots.

*For citation:*

Bogomolova O. A., Zhidelev A. V., Bogomolov S. A. [Determination of the forces of landslide pressure and pressure on the sheet pile fence of the pit based on the analysis of the stressed state of the soil massif]. *Vestnik Volgogradskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura* [Bulletin of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Civil Engineering and Architecture], 2022, iss. 4, pp. 6—21.

*About authors:*

**Oksana A. Bogomolova** — Candidate of Engineering Sciences, Volgograd State Technical University (VSTU). 1, Akademicheskaya st., Volgograd, 400074, Russian Federation; banzaritcyn@mail.ru

**Andrey V. Zhidelev** — Candidate of Engineering Sciences, Docent, Head of the Branch of Moscow Aviation Institute (National Research University) "Vzlet". 5, Dobrolyubova st., Akhtubinsk, Astrakhan region, 416501, Russian Federation; red\_scorpion@list.ru

**Sergey A. Bogomolov** — Candidate of Engineering Sciences, Russian State Agrarian University — Moscow Timiryazev Agricultural Academy. 49, Timiryazevskaya st., Moscow, 127550, Russian Federation; bsargau@mail.ru