

На правах рукописи



Власов Даниил Александрович

**ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ С УЧЕТОМ ИХ
ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ПОРОДНЫМ МАССИВОМ**

2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические)

АВТОРЕФЕРАТ

Диссертации на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Москва – 2023

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет».

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор
Зерцалов Михаил Григорьевич

Официальные оппоненты: **Шейнин Владимир Исаакович**
доктор технических наук, профессор,
почётный член РААСН, акционерное
общество «Научно-исследовательский центр
«Строительство», лаборатория надежности и
геотехнического контроля №13 Научно-
исследовательского, проектно-
изыскательского и конструкторско-
технологического института оснований и
подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова,
заведующий лабораторией

Конюхов Дмитрий Сергеевич
кандидат технических наук, акционерное
общество «Мосинжпроект», отдел научно-
технического сопровождения, руководитель

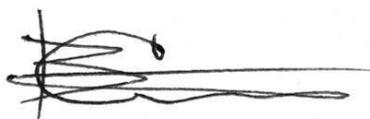
Ведущая организация: Акционерное общество «Проектно-
изыскательский и научно-исследовательский
институт «Гидропроект» имени С. Я. Жука»

Защита состоится «27» сентября 2023 г. в 12:00 (по местному времени) на заседании диссертационного совета 24.2.339.05 (Д 212.138.14), созданного на базе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ) по адресу: 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, зал Учёного Совета.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке НИУ МГСУ и на сайте <http://www.mgsu.ru>

Автореферат разослан «___» _____ 2023 г.

Учёный секретарь
диссертационного совета



Сидоров
Виталий Валентинович

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. Буронабивные сваи широко используются в качестве фундаментов глубокого заложения при строительстве мостов, портовых сооружений и высотных зданий, обеспечивая поддержку конструкций и передавая большие нагрузки через слои слабых грунтов на более прочные подстилающие скальные породы.

За последние несколько лет подход к проектированию и строительству буронабивных свай в нашей стране был значительно пересмотрен. Рост нагрузок на основание потребовал учёта особенностей структуры и механических свойств скальных оснований, ранее принимаемых в расчётах буронабивных свай как несжимаемые, и поэтому проектируемых исключительно как сваи-стойки.

Сложность определения механических свойств скальных массивов заключается в том, что их прочность и деформируемость в большей степени определяется трещиноватостью, и в меньшей – свойствами ненарушенной породы. Как следствие, определение характеристик скального массива в лабораторных условиях становится невозможным. Вместе с тем и полевые испытания имеют ограничения: испытательное оборудование обычно вовлекает только небольшие объёмы породы, поэтому результаты испытаний не могут быть непосредственно использованы для характеристики крупных участков массива. Таким образом, оценка механических свойств скальных массивов на основе описания трещиноватости (непрямых методов) во многих случаях может дать лучшие результаты, чем результаты натурных измерений.

До сегодняшнего дня при проектировании взаимодействующих со скальным основанием свай нерешённым остаётся вопрос определения напряженно-деформированного состояния. Сваи в скальных грунтах по-прежнему проектируются на основе оценок несущей способности с использованием общих эмпирических подходов, в которых предельное сопротивление под нижним концом и по боковой поверхности связывается с прочностью ненарушенной или ослабленной трещинами скальной породы. Указанные подходы дают весьма приближенные, характеризующиеся большим разбросом результаты. Кроме того, предложенные методы не позволяют определить напряженно-деформированное состояние, возникающее в породном массиве, что затрудняет рациональное проектирование.

Степень разработанности темы исследования. Вопрос взаимодействия свай со скальным основанием практически не рассмотрен в отечественной научно-технической литературе. Одновременно с этим, несмотря на большой накопленный мировой опыт исследования работы таких свай (Н. Н. Armitage, J. P. Carter, I. Donald, Н. Н. Einstein, S. A. Gill, R. G. Horvath, I. W. Johnston, T. C. Kenney, F. H. Kulhawy, B. Ladanyi, M. W. O'Neill, J. O. Osterberg, P. J. N. Pells, W. A. Prakoso, L. C. Reese, R. K. Rowe, A. Roy, R. M. Turner, A. Williams, L. Zhang и др.), точных решений теории упругости рассматриваемой задачи не предложено.

Учитывая изложенное, **цель исследования** заключается в построении точных решений краевой задачи теории упругости о взаимодействии свай с породным массивом и разработке аналитического метода определения

эффективных деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов.

Задачи исследования. В рамках диссертационной работы выполнено:

1. Изучение и анализ существующих подходов к расчёту свай в скальных грунтах на действие осевой сжимающей нагрузки.
2. Изучение массивов скальных пород как объектов природного образования, выделение их специфических особенностей, которые оказывают существенное влияние на работу свай в скальных массивах.
3. Разработка метода определения деформационных характеристик трещиноватых массивов горных пород.
4. Оценка влияния нормальной и сдвиговой жёсткостей трещин на деформационные характеристики скального массива.
5. Построение аналитических решений модельных задач о взаимодействии со скальным грунтом длинной сваи при действии осевой сжимающей нагрузки.

Объектом исследования являются массивы горных пород и буронабивные сваи, взаимодействующие с этими породами. **Предметом исследования** – деформационные свойства трещиноватых скальных массивов и работа буронабивных свай при действии сжимающей нагрузки.

Научная новизна. Построена нелинейная модель деформационной теории пластичности трещиноватых массивов скальных пород с учётом дилатансии. Получены точные аналитические решения задачи о взаимодействии длинных свай со скальным основанием, причём впервые получено аналитическое решение для касательных напряжений на боковой поверхности сваи, которое качественно совпадает с экспериментальными исследованиями.

Теоретическая и практическая значимость. Получены аналитические зависимости для определения эффективных деформационных характеристик скальных массивов, рассечённых плоскопараллельной и ортогональной системами трещин. Получены аналитические решения, которые позволяют определить напряженно-деформированное состояние скального массива и взаимодействующей с ним сваи. Показано, что использование полученных решений может быть достаточно эффективным для использования в инженерных расчётах.

Методология и методы исследования. Для определения эффективных деформационных характеристик трещиноватых скальных пород предлагается использование параметрического метода асимптотического усреднения дифференциальных уравнений в частных производных, в настоящее время развиваемым А. Н. Власовым, Д. Б. Волковым-Богородским, А. В. Талоновым и др. Скальный массив рассматривается с позиции механики композитных материалов как двухфазная структурно-неоднородная среда, состоящая из ненарушенной скальной породы и нарушений сплошности – трещин. Эффективные свойства, полученные с использованием данного подхода, удовлетворяют принципу эквивалентной гомогенности – энергия деформации эквивалентной (приведённой) среды равна энергии деформации рассматриваемого скального массива. Этот метод также позволяет дать оценку точности решения краевой задачи уравнений теории упругости.

Далее решается задача о взаимодействии длинной сваи с породным массивом. Рассматриваются две модельные задачи в двумерной постановке: как полуплоскость с одномерным полубесконечным ребром жёсткости-сваей (первая модель) и как полуплоскость с периодическим набором одномерных полубесконечных рёбер жёсткости (вторая модель). В основе решений лежат результаты, полученные, в частности, в работах М. Д. Коваленко, И. В. Меньшовой, Т. Д. Шуляковской, А. П. Кержаева и др.

Важным следствием теории разложений по собственным функциям Папковича – Фадля стала теория остаточных (собственных) напряжений – одна из ключевых проблем механики деформируемого твёрдого тела, имеющая важное значение, в частности, для механики горных пород. В диссертации на основе теории остаточных напряжений построены примеры определения собственных напряжений, обусловленных соединением с прямоугольной пластиной предварительно напряжённого упругого стержня.

Все имеющиеся в настоящее время методы решения такого типа задач теории упругости в областях с сингулярной границей являются приближенными, так как они, так или иначе, сводят бигармоническую проблему к решению бесконечных систем алгебраических уравнений. Точные решения в виде разложений по функциям Папковича – Фадля позволяют не просто получить замкнутые формулы, описывающие решение бигармонической проблемы, но и вскрыть физическую природу описываемых ими явлений.

Положения, выносимые на защиту:

1. Метод определения эффективных деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов.
2. Точные решения краевых задач теории упругости о взаимодействии со скальным грунтом длинной сваи при действии осевой сжимающей нагрузки.

Степень достоверности и апробация результатов. Достоверность результатов исследования подтверждена использованием строгих математических моделей, а также путём их сравнения с данными экспериментов, опубликованных в научной литературе, и результатами численного моделирования методом конечных элементов.

Публикации. Материалы диссертации достаточно полно изложены в 9 научных публикациях, из которых 1 работа опубликована в журналах, включённых в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание учёной степени кандидата наук, на соискание учёной степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), и 3 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и других.

Структура и объём диссертации. Диссертация состоит из введения, четырёх основных разделов, заключения и приложения. Работа изложена на 123 страницах машинописи и содержит 106 рисунков, 6 таблиц, 110 наименований литературы.

Автор благодарит научного руководителя проф., д.т.н. М. Г. Зерцалова за приобретённые знания и бесценный опыт, полученный в ходе работы над диссертацией, а также д.ф.-м.н. М. Д. Коваленко за неоценимую помощь при решении задач математической физики и д.т.н. А. Н. Власова за консультации по методам усреднения и оценке свойств структурно-неоднородных сред.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

В первой главе кратко отражены основные принципы работы и проектирования буронабивных свай, взаимодействующих со скальными основаниями, особенности деформирования трещиноватых скальных массивов и их отличие от других типов грунтов. Обзор научно-технической литературы показывает, что в настоящее время не существует единого подхода к расчёту несущей способности таких свай, также так и универсального метода определения механических характеристик трещиноватых массивов, что вносит большую неопределённость при проектировании. Задача усложняется тем, что точных решений теории упругости для рассматриваемой задачи не предложено.

Вторая глава посвящена решению проблемы приведения трещиноватого скального массива к однородной анизотропной среде с эффективными механическими характеристиками. Для решения этой задачи был использован параметрический метод асимптотического усреднения дифференциальных уравнений с быстро осциллирующими коэффициентами.

Основной задачей метода является задача на «ячейке» (типовом элементе структуры), из решения которой определяется полный набор деформационных характеристик трещиноватого скального массива. Эта задача формулируется следующим образом. Решается система дифференциальных уравнений на ячейке периодичности:

$$\frac{\partial}{\partial \xi_i} \left(A_{ij}(\xi, \mathbf{p}) \frac{\partial (N_i + \xi_i E)}{\partial \xi_j} \right) = 0, \quad (1)$$

с условиями по контакту «граница – включение»:

$$[N_i] = \left[A_{ij}(\xi, \mathbf{p}) \frac{\partial (N_i + \xi_i E)}{\partial \xi_j} n_i \right] = 0, \quad (2)$$

где $N_i(\xi, \mathbf{p})$ – матрицы-функции периодические по быстрым переменным ξ ; $A_{ij} = \|c_{ijkl}\|$ – матрицы, определяющие эффективный тензор жёсткости c_{ijkl} ; $i, j, k, l = 1, 2, 3$.

В результате решения задачи (1), (2) эффективные характеристики определяются по формуле:

$$\hat{A}_{ij} = \left\langle A_{ik}(\xi, \mathbf{p}) \frac{\partial (N_j + \xi_j E)}{\partial \xi_k} \right\rangle, \quad (3)$$

где $\langle * \rangle = \frac{1}{|V|} \int_V (*) dV$ – среднее значение по ячейке периодичности; $\hat{A}_{ij} = \|\hat{c}_{ijkl}\|$ –

матрицы, определяющие эффективный тензор жёсткости.

В этой формуле, в отличие от применяемого ранее в геомеханике классического асимптотического метода усреднения, сохраняется зависимость от параметра, поэтому она определяет алгоритм нахождения нелинейной зависимости эффективного тензора жёсткости и, соответственно, описывает нелинейную диаграмму «напряжение – деформация» скальной породы.

Для скального массива, рассечённого плоскопараллельной системой трещин, в общем виде с учётом упругой дилатансии было получено, что его эффективные деформационные характеристики определяются по формуле:

$$\hat{A}_{ij} = \langle A_{ij} \rangle + \langle A_{i1} A_{11}^{-1} \rangle \langle A_{11}^{-1} \rangle^{-1} \langle A_{11}^{-1} A_{1j} \rangle - \langle A_{i1} A_{11}^{-1} A_{1j} \rangle. \quad (4)$$

Матрицы, определяющие тензор жёсткости трещин, являются функциями нормальных и касательных к трещине напряжений.

В рамках данного подхода были получены простые аналитические зависимости для определения эффективных деформационных характеристик скального массива, рассечённого плоскопараллельной системой трещин, а также с учётом малости меры области пересечения трещин, были получены аналитические зависимости для определения эффективных деформационных характеристик скального массива, рассечённого ортогональной системой трещин.

Плоскопараллельная система трещин

$$\begin{aligned} E_{\perp} &= \frac{E_T E_r}{E_T + \alpha E_r} = \frac{\delta k_n E_r}{\delta k_n + \alpha E_r} = \frac{l k_n E_r}{l k_n + E_r}; \quad E_{\parallel} \approx E_r; \\ G_{\perp} &= \frac{G_{12} G_r}{G_{12} + \alpha G_r} = \frac{\delta k_s G_r}{\delta k_s + \alpha G_r} = \frac{l k_s G_r}{l k_s + G_r}; \\ G_{\parallel} &\approx G_r = \frac{E_r}{2(1 + \nu_r)}; \quad \nu_{\parallel, \perp} = \nu_{\parallel, \parallel} = \nu_r, \end{aligned} \quad (5)$$

где E_{\perp} , E_{\parallel} и G_{\perp} , G_{\parallel} – эффективные модули деформации и сдвига приведённого массива в направлении ортогональном плоскости трещин и в плоскости изотропии, соответственно; E_r и G_r – модуль деформации и сдвига ненарушенной породы; ν_r – коэффициент Пуассона ненарушенной породы; l – расстояние между трещинами; α – относительная ширина раскрытия трещины; k_n и k_s – нормальная и касательная жёсткости трещин; $\nu_{\parallel, \perp}$ – эффективный коэффициент Пуассона, характеризующий деформацию в плоскости трещины при действии нагрузки поперёк плоскости трещины; $\nu_{\parallel, \parallel}$ – эффективный коэффициент Пуассона в плоскости изотропии.

Ортогональная система трещин

$$\begin{aligned}
 E_1 &= \frac{l^{(1)}k_n^{(1)}E_r}{l^{(1)}k_n^{(1)} + E_r}; \quad E_2 = \frac{l^{(2)}k_n^{(2)}E_r}{l^{(2)}k_n^{(2)} + E_r}; \quad E_3 = \frac{l^{(3)}k_n^{(3)}E_r}{l^{(3)}k_n^{(3)} + E_r}; \\
 G_{12} &= \frac{l^{(1)}l^{(2)}k_s^{(1)}k_s^{(2)}G_r}{l^{(1)}l^{(2)}k_s^{(1)}k_s^{(2)} + l^{(2)}k_s^{(2)}G_r + l^{(1)}k_s^{(1)}G_r}; \\
 G_{13} &= \frac{l^{(1)}l^{(3)}k_s^{(1)}k_s^{(3)}G_r}{l^{(1)}l^{(3)}k_s^{(1)}k_s^{(3)} + l^{(3)}k_s^{(3)}G_r + l^{(1)}k_s^{(1)}G_r}; \\
 G_{23} &= \frac{l^{(2)}l^{(3)}k_s^{(2)}k_s^{(3)}G_r}{l^{(2)}l^{(3)}k_s^{(2)}k_s^{(3)} + l^{(3)}k_s^{(3)}G_r + l^{(2)}k_s^{(2)}G_r}; \\
 \nu_{21} &= \frac{l^{(2)}\nu_r k_n^{(2)}}{l^{(2)}k_n^{(2)} + E_r}; \quad \nu_{13} = \frac{l^{(1)}\nu_r k_n^{(1)}}{l^{(1)}k_n^{(1)} + E_r}; \quad \nu_{32} = \frac{l^{(3)}\nu_r k_n^{(3)}}{l^{(3)}k_n^{(3)} + E_r},
 \end{aligned} \tag{6}$$

где надстрочными знаками обозначены соответствующие системы трещин.

Зависимости (5) и (6) определяют полный набор деформационных характеристик приведённого скального массива, причём с учётом анизотропии.

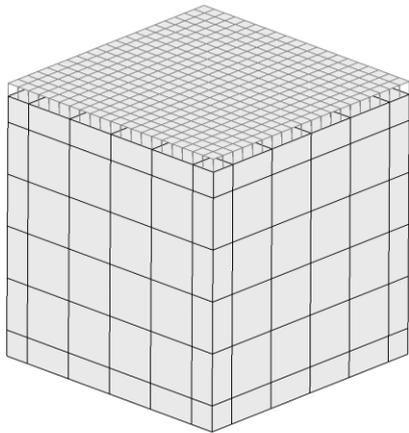


Рисунок 1 – Образец горной породы. Шаг трещин 0.2 м.

Для определения модуля деформации условного скального массива была проведена серия численных экспериментов на трещиноватых образцах горной породы в условиях пространственной (трёхмерной) задачи в упругой постановке в программном комплексе ZSoil.

Рассмотрим условный скальный массив, классифицируемый как среднетрещиноватый. Шаг трещин определим равным 0.1 и 0.2 м. На рисунке 1 показан пример с ортогональной системой трещин. Результаты численных и аналитических расчётов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Сравнение результатов численных и аналитических решений

Метод	Модуль деформации массива, МПа			
	Плоскопараллельная система трещин с шагом		Ортогональная система трещин с шагом	
	0.1 м	0.2 м	0.1 м	0.2 м
Численные решения МКЭ	3202	1737	3195	1727
Зависимости (5) и (6)	3193	1735	3193	1735

Полученные результаты подтвердили правомерность использования предложенных зависимостей для определения деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов с плоскопараллельной и ортогональной системами трещин при соблюдении критерия квазисплошности.

В третьей главе рассмотрена модельная задача, представляющая собой упругую полуплоскость с одномерным полубесконечным ребром жёсткости, перпендикулярным прямолинейной границе, в вершине которого приложена сосредоточенная сила. Ребро жёсткости имитирует собой *свайю*, которая сопряжена с двух сторон с пластиной – *породным массивом*. Полученное решение применяется к расчёту одиночной сваи. Схема задачи представлена на рисунке 2.

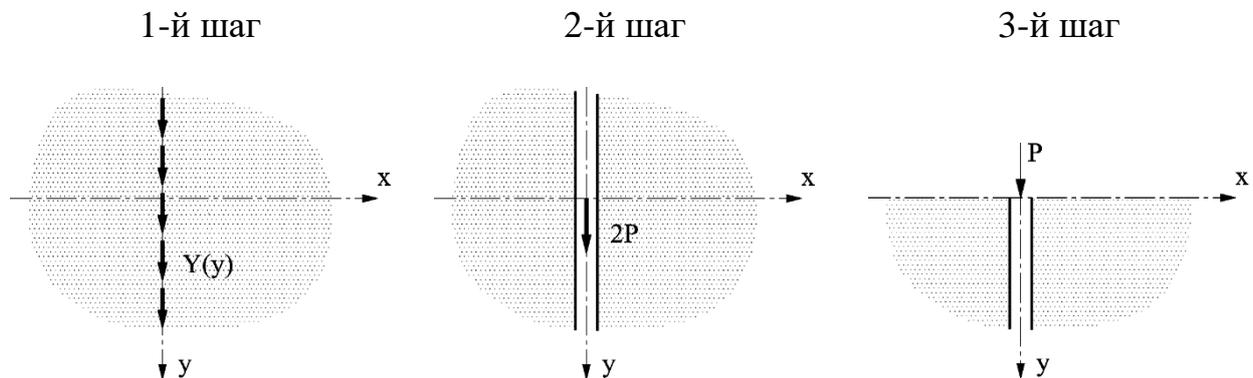


Рисунок 2 – Схема решения задачи

Решение задачи состоит из нескольких этапов. Сначала решается неоднородная задача для неограниченной плоскости (*первый шаг*), в которой вдоль оси y действует некоторая распределённая чётно-симметричная нагрузка $Y(y)$. Прикрепим к плоскости пластины по оси y бесконечное ребро жёсткости (работающее исключительно на растяжение и сжатие), к которому в точке $y = 0$ приложена сосредоточенная сила $2P$, направленная вдоль его оси (*второй шаг*). Будем считать, что $Y(y)$ – это неизвестные усилия взаимодействия между ребром и пластиной, и найдём $Y(y)$ из условия равновесия элементарного участка ребра. Подставив $Y(y)$ в полученные формулы для неоднородной задачи, получим решение для неограниченной пластины с бесконечным ребром, к которому приложена осевая нагрузка $2P$. Отделим верхнюю полуплоскость от нижней (*третий шаг*) и заменим её действие на нижнюю касательными напряжениями, взятыми с обратным знаком из решения задачи для неограниченной пластины с бесконечным ребром жёсткости (нормальные напряжения $\sigma_y(x, 0) = 0$ в силу нечётной симметричности задачи относительно оси x). В результате получим требуемое решение.

Приведём только окончательные формулы для вычисления касательных напряжений $\tau_{xy}(0, y)$, действующих на боковой поверхности сваи, а также формулы для нормальных вертикальных напряжений $\sigma_0(y)$ и осадки $v(y)$ по длине сваи.

$$\begin{aligned}\tau_{xy}(0, y) &= \frac{16\sigma_0}{2\pi(3-\nu)D} \left\{ [\gamma + \ln by + \int_0^{by} \frac{\cos t - 1}{t} dt] \cos by + \left[\int_0^{by} \frac{\sin t}{t} dt - \frac{\pi}{2} \right] \sin by \right\}; \\ \sigma_x(y) &= \frac{2\sigma_0}{\pi} \left\{ \left[\int_0^{by} \frac{\sin t}{t} dt - \frac{\pi}{2} \right] \cos by - [\gamma + \ln by + \int_0^{by} \frac{\cos t - 1}{t} dt] \sin by \right\}; \\ \nu(y) &= -\frac{2\sigma_0}{\pi E_1 b} \left\{ (\ln by + \gamma)(\cos by - 1) + \left[\int_0^{by} \frac{\sin t}{t} dt - \frac{\pi}{2} \right] \sin by + \int_0^{by} \frac{\cos t - 1}{t} dt \cos by \right\}.\end{aligned}\quad (7)$$

Здесь

$$\sigma_0 = \frac{P}{f}; \quad D = \frac{E_1}{G}; \quad K = \frac{f}{2\rho}; \quad b = \frac{2}{\frac{3-\nu}{2} DK} = \frac{4}{(3-\nu)DK},$$

где P – сосредоточенная сила, приложенная к ребру; f – площадь поперечного сечения ребра, ρ – толщина пластины; E_1 – модуль упругости ребра; G – модуль сдвига пластины; ν – коэффициент Пуассона общий для ребра и пластины. Размерности в соответствии с СИ.

Аналитические решения сравнивались с численными, полученными в пространственной постановке с использованием метода конечных элементов (МКЭ), реализованном в программном комплексе ZSoil. Расчётная область представляет собой прямоугольный параллелепипед, в центре которого моделируется цилиндрическое включение – длинная свая. На границе контакта «свая – породный массив» принимались идеальные контактные условия (нет проскальзывания). Численная модель показана на рисунке 3.

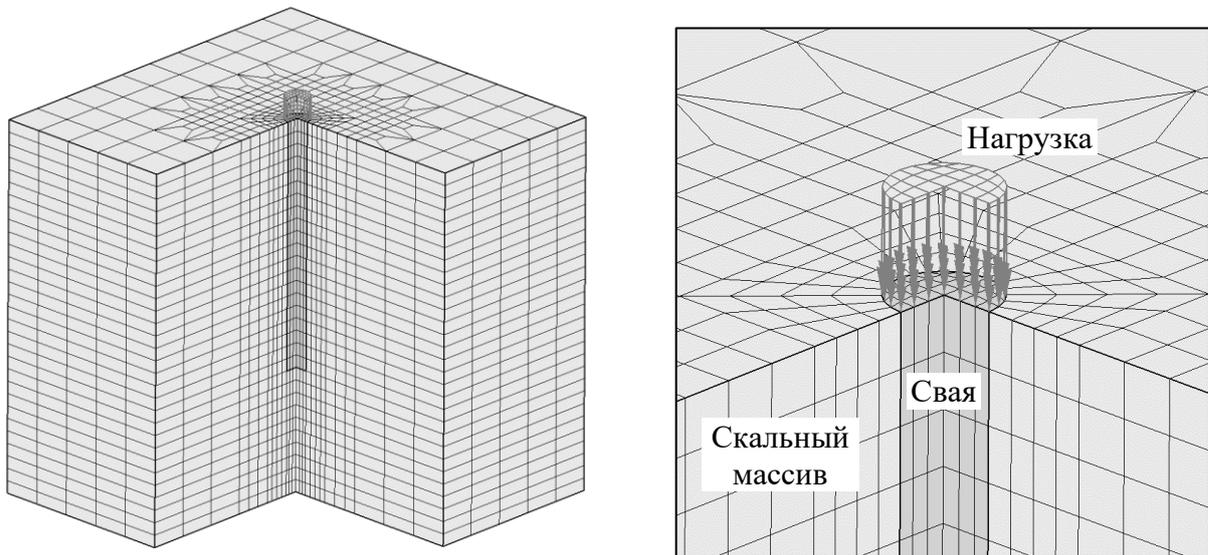


Рисунок 3 – Пространственная модель. Показана изометрия с вырезом ближней четверти

В работе были рассмотрены восемь примеров: две сваи с радиусом $R = 0.5$ м и $R = 1$ м, полностью заглублённые в скальные грунты от сильнодеформируемых до очень слабодеформируемых, с модулем деформации массива $E = 2000 \cdot 10^4$, $E = 1000 \cdot 10^4$, $E = 500 \cdot 10^4$ и $E = 200 \cdot 10^4$ кПа. Модуль

упругости сваи был принят равным $E_1 = 300 \cdot 10^5$ кПа. Длина сваи – 20 м. Коэффициент Пуассона для сваи и грунта $\nu = 0.3$. К голове сваи приложена сжимающая равномерно распределённая нагрузка $\sigma_0 = 20\,000$ кПа.

По результатам численных расчётов было определено напряженно-деформированное состояние системы «свая – породный массив».

На рисунках 4 – 6 в качестве иллюстрации приведём сравнение полученных решений для одного из указанных выше параметров. Сплошным кривым отвечают аналитические решения.

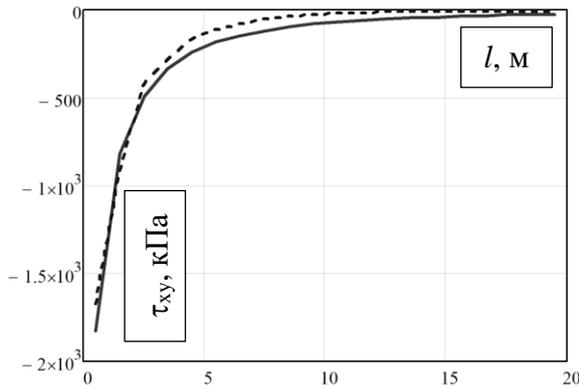


Рисунок 4 – Распределение касательных напряжений по боковой поверхности

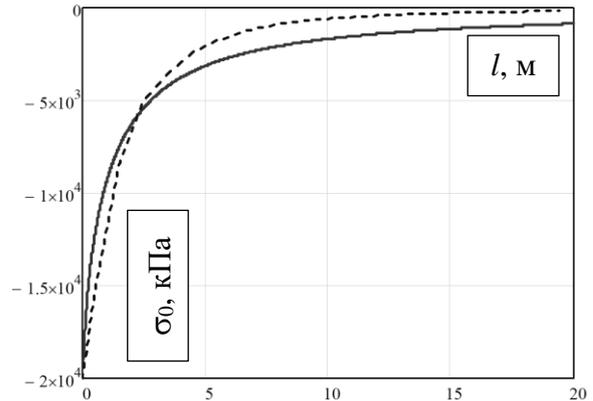


Рисунок 5 – Распределение нормальных напряжений в свае (откорректированное решение)

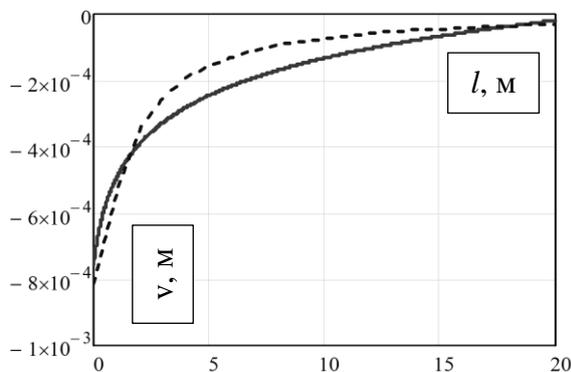


Рисунок 6 – Осадка сваи по глубине (откорректированное решение)

Параметры модели

Радиус сваи $R = 0.5$ м

Длина сваи $l = 20$ м

Модуль упругости сваи $E_1 = 30\,000$ МПа

Коэффициент Пуассона сваи $\nu = 0.3$

Модуль деформации массива

$E_m = 5\,000$ МПа

Коэффициент Пуассона массива $\nu_m = 0.3$

Из графиков видно, что аналитические решения, определяющие касательные напряжения по боковой поверхности сваи, с высокой точностью совпадают с численными решениями.

Удовлетворительное совпадение нормальных вертикальных напряжений и перемещений по длине сваи достигается путём использования коэффициента пропорциональности β . Подправленные нормальные напряжения в свае будем определять по тем же формулам, что и до этого, но вместо коэффициента K подставим произведение βK . Для расчётов на стадии вариантного сравнения, достаточно принять единый скорректированный параметр $K = R / 4$.

Можно утверждать, что расхождения между аналитическими и численными решениями связаны с тем, что аналитическое решение строится для полубесконечного ребра жёсткости. Можно добиться лучшего совпадения, рассмотрев бесконечную полосу, у которой одна сторона свободна, а другая снизу жёстко закреплена.

В четвертой главе построено точное решение краевой задачи теории упругости для полуплоскости с периодической системой линейных полубесконечных рёбер жёсткости, ортогональных к прямолинейной границе полуплоскости. Полученное решение применяется для оценки напряженно-деформированного состояния взаимодействующей со скальным грунтом вертикально нагруженной сваи. На рисунке 7 показана схема задачи.

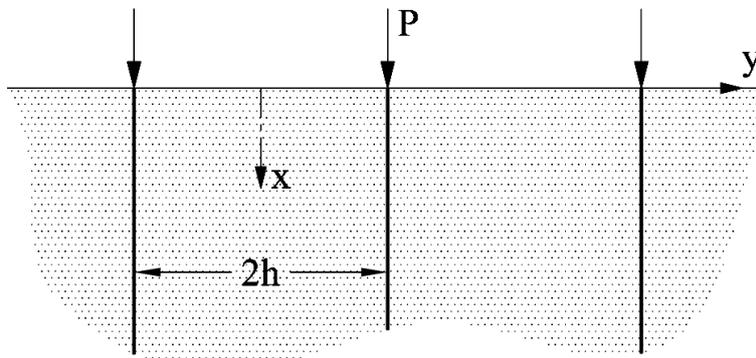


Рисунок 7 – Схема периодической задачи

В отличие от первой модельной задачи, горизонтальная ось координат обозначена через y , а вертикальная – через x .

Решение задачи представляется в виде рядов по собственным функциям Папковича – Фадля, коэффициенты которых находятся точно с помощью функций, биортогональных к собственным. Это решение строится с позиции остаточных напряжений, суть которых заключается в следующем. Сначала ребра жёсткости некоторым образом сжимаются, а затем к ним справа и слева непрерывно присоединяются пластины. Стремление рёбер жёсткости вернуться к первоначальному состоянию приводит к деформации пластин так, что нижняя полуплоскость приобретает примерно такой вид, как изображено на рисунке 8 (ниже оси y). Рассмотрим также верхнюю полуплоскость, являющуюся зеркальным отображением нижней. Будем стягивать полуплоскости постоянными напряжениями p до их полного контакта.

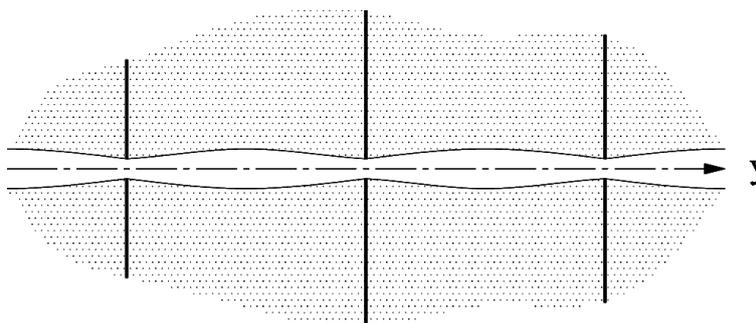


Рисунок 8 – Деформация пластин

В результате получим бесконечную плоскость с периодическим набором рёбер жёсткости, в которой есть остаточные напряжения такие, что если отделить нижнюю полуплоскость от верхней, то получим задачу, схема которой приведена на рисунке 9. В действительности постоянных напряжений p , приложенных к прямолинейной границе полуплоскости, нет. Чтобы избавиться от них, к плоскости с остаточными напряжениями приложим на бесконечности постоянные сжимающие напряжения $p = P / 2\rho h$.

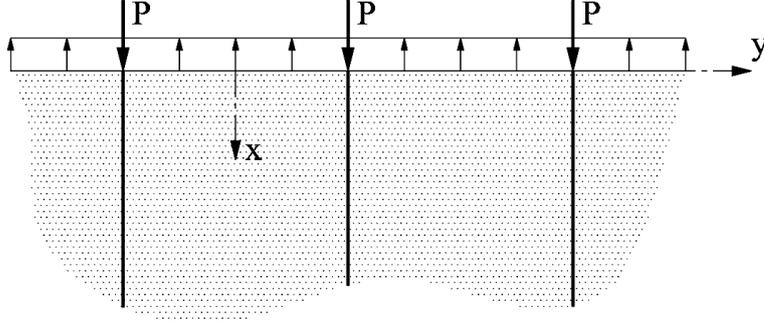


Рисунок 9 – Схема задачи с самоуравновешенной нагрузкой

Аналогично приведём только окончательные формулы для определения компонентов напряженно-деформированного состояния, имеющих наибольшее значение при проектировании свай в скальных грунтах.

Касательные напряжения по боковой поверхности свай

$$\tau_{xy}(x, y) = -p \frac{t_{xy}(\lambda_1, y) e^{\lambda_1 \frac{x}{h}}}{M_1 \lambda_1} \sigma_1 \lambda_1^2 \frac{x}{h} - p \sum_{k=2}^{\infty} 2 \operatorname{Re} \left(\sigma_k \lambda_k \bar{\lambda}_k \frac{t_{xy}(\lambda_k, y)}{\lambda_k M_k} \right) \frac{\operatorname{Im}(e^{\lambda_k \frac{x}{h}})}{\operatorname{Im} \lambda_k}, \quad (8)$$

где $\sigma_k = \frac{p}{\lambda_k^2} \left(D_h \frac{1-\nu}{2} + 1 \right)$; $M_k = \frac{L'(\lambda_k)}{2\lambda_k^2}$ ($k = 1, 2, \dots$); $D_h = \frac{E_1(1+\nu) R}{E h}$.

Нормальные вертикальные напряжения в свае

$$\sigma_0(x) = \sigma_\tau(x) + E_1 \frac{du(x, h)}{dx}, \quad (9)$$

где

$$\frac{\sigma_\tau(x)}{\sigma_0(0)} = 1 + \frac{-t_{xy}(\lambda_1, h)}{\lambda_1 M_1} \sigma_1 \left[\left(\frac{x}{h} \lambda_1 - 1 \right) e^{\lambda_1 \frac{x}{h}} + 1 \right] - \sum_{k=2}^{\infty} 2 \operatorname{Re} \left[\frac{t_{xy}(\lambda_k, h)}{\lambda_k M_k} \sigma_k \right] \lambda_k \bar{\lambda}_k \frac{\operatorname{Im} \left[\frac{e^{\lambda_k \frac{x}{h}} - 1}{\lambda_k} \right]}{\operatorname{Im} \lambda_k};$$

$$\frac{du(x, h)}{dx} = p \left[\frac{\xi(\lambda_1, h) x e^{\lambda_1 \frac{x}{h}}}{M_1 h^2} \sigma_1 \lambda_1^2 + \sum_{k=2}^{\infty} 2 \operatorname{Re} \left(\lambda_k \bar{\lambda}_k \sigma_k \frac{\xi(\lambda_k, y)}{M_k} \right) \frac{\operatorname{Im}(e^{\lambda_k \frac{x}{h}})}{\operatorname{Im} \lambda_k} \right].$$

Осадка сваи

$$U(x) = u_\tau(x) + u(x, h), \quad (10)$$

где

$$u_\tau(x) = \frac{\sigma_0(0)}{E_1} \left\{ \begin{aligned} & x + \frac{t_{xy}(\lambda_1, h)}{\lambda_1 M_1} \sigma_1 \left[\left(x - \frac{2h}{\lambda_1} \right) e^{\lambda_1 \frac{x}{h}} + x \right] - \\ & - \sum_{k=2}^{\infty} 2 \operatorname{Re} \left[\frac{t_{xy}(\lambda_k, h)}{\lambda_k M_k} \sigma_k \right] \lambda_k \bar{\lambda}_k \frac{\operatorname{Im} \left[\frac{h}{\lambda_k^2} e^{\lambda_k \frac{x}{h}} - \frac{x}{\lambda_k} \right]}{\operatorname{Im} \lambda_k} \end{aligned} \right\};$$

$$u(x, y) = \frac{p}{G} \left[\frac{\xi(\lambda_1, y) e^{\lambda_1 \frac{x}{h}}}{M_1 \lambda_1} \sigma_1 \left(1 - \lambda_1 \frac{x}{h} \right) + \sum_{k=2}^{\infty} 2 \operatorname{Re} \left(\lambda_k \sigma_k \frac{\xi(\lambda_k, y)}{\lambda_k M_k} \right) \frac{\operatorname{Im}(-\bar{\lambda}_k e^{\lambda_k \frac{x}{h}})}{\operatorname{Im} \lambda_k} \right].$$

Здесь $t_{xy}(\lambda_k, y)$, $\xi(\lambda_1, y)$ – собственные функции, а λ_k – собственные числа.

Так же, как и в первой модельной задаче, были рассмотрены восемь численных экспериментов. Примем, что расстояние между сваями h достаточно велико. Основываясь на имеющихся в работе значениях параметров $\beta = R/h$ и $\eta = \frac{E_1(1+\nu)}{E}$ можно построить график зависимости $\beta(\eta)$. Пользуясь этим графиком при заданных E, E_1, ν, R , можно найти значение h , при котором достигается наилучшее соответствие аналитических решений периодической задачи для оценки напряженно-деформированного состояния одиночной сваи.

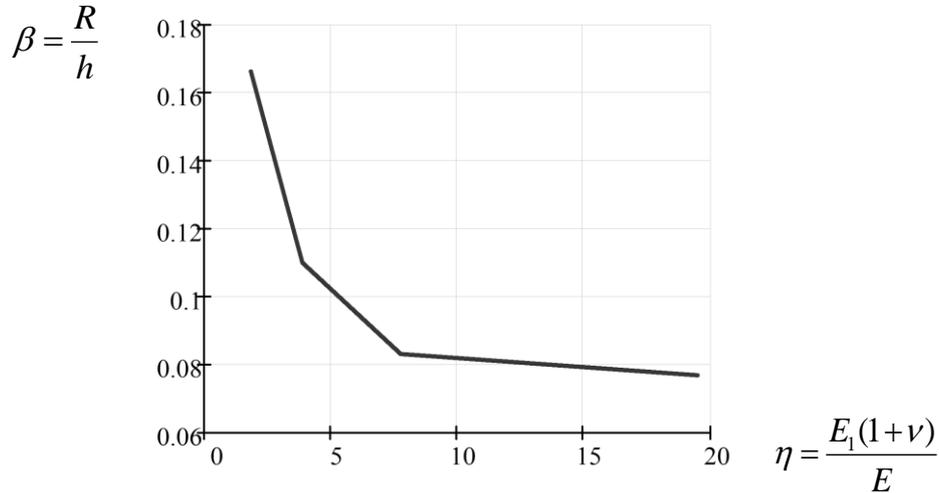


Рисунок 10 – Кривая $\beta(\eta)$

На рисунках 11 – 13 приведены сравнение полученных численных и аналитических решений. Сплошным кривым отвечают аналитические решения.

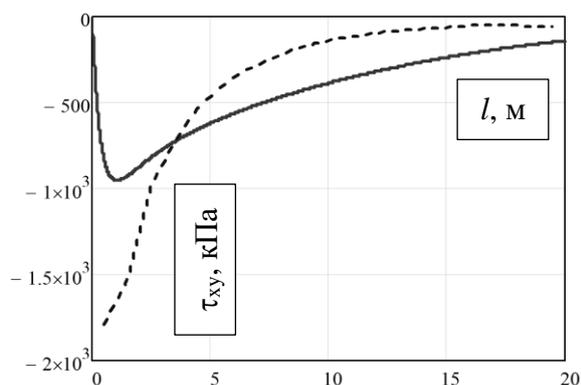


Рисунок 11 – Распределение касательных напряжений по боковой поверхности по глубине

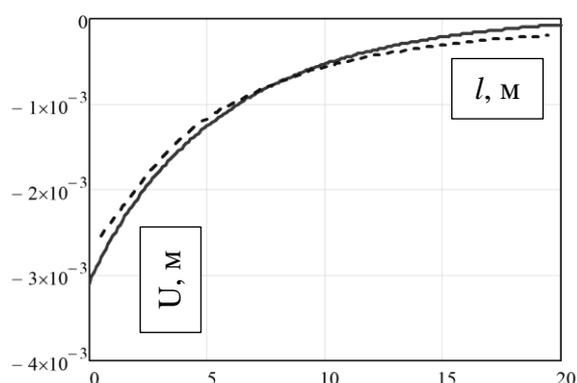


Рисунок 13 – Осадка сваи по глубине

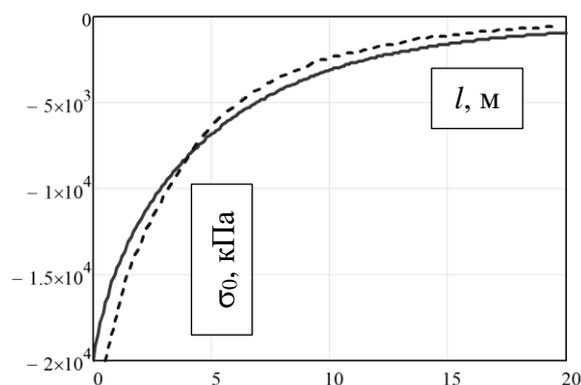


Рисунок 12 – Распределение нормальных напряжений в свае по глубине

Параметры модели

Радиус сваи $R = 1$ м

Длина сваи $l = 20$ м

Модуль упругости сваи $E_1 = 30\,000$ МПа

Коэффициент Пуассона сваи $\nu = 0.3$

Расстояние между сваями в аналитическом решении $h = 12$ м

Модуль деформации массива

$E_m = 5\,000$ МПа

Коэффициент Пуассона массива $\nu_m = 0.3$

Как видно из графиков, касательные напряжения в аналитическом и численном решениях заметно различаются. В численных решениях, основанных на классической теории упругости, касательные напряжения на поверхности сваи в той или иной степени будут обязательно возрастать по мере приближения к голове сваи до бесконечности. Однако, как показывают модельные эксперименты в упругих материалах, это не соответствует реальному характеру распределения касательных напряжений по боковой поверхности. В рассматриваемом аналитическом решении касательные напряжения не имеют такой особенности в месте выхода ребра на границу полуплоскости (что можно видеть из графиков, на которых они здесь равны нулю). Причина этого заключается в том, что в классической теории упругости граница области прямолинейная до приложения нагрузки остаётся прямолинейной и после её приложения. Математически это выражается в том, что граничные условия ставятся на прямолинейной, недеформированной границе. В решениях краевых задач, основанных на разложениях по собственным функциям Папковича – Фадля, это не так: внешняя нагрузка прикладывается не к прямолинейной, а к деформированной границе области, деформация которой обусловлена приложенной нагрузкой (что физически более правильно).

Таким образом, получено аналитическое решение для определения касательных напряжений по боковой поверхности сваи, качественно совпадающие с экспериментальными исследованиями. Для проверки

количественного совпадения необходимы дополнительные исследования свай в скальных грунтах.

Аналитические и численные решения для нормальных вертикальных напряжений (рисунок 12) и перемещений (рисунок 13) в свае хорошо согласуются между собой.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В первой части диссертационной работы по итогам исследований деформационных свойств скальных массивов было получено следующее:

1. Представлена методика приведения трещиноватого скального массива к анизотропной однородной среде, деформационные свойства которой зависят от напряженного состояния.

2. В рамках данного подхода, основанного на параметрическом методе асимптотического усреднения, получены простые аналитические зависимости для определения эффективных деформационных характеристик скальных массивов, рассечённых плоскопараллельной и ортогональной системами трещин. Данный подход также может быть применен к оценке трещиноватых скальных массивов с произвольной трещиноватостью.

3. Исследования, проведённые в работе, ещё раз подтвердили высокую степень влияния трещиноватости на деформационные свойства скальных массивов.

4. Подтверждена правомерность использования предложенных зависимостей для определения деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов с плоскопараллельной и ортогональной системами трещин при соблюдении критерия квазисплошности.

Во второй части диссертационной работы был изучен механизм работы свай в скальном грунте, получены аналитические и численные решения задачи о взаимодействии длинной сваи с породным массивом. Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

5. Получены аналитические зависимости для определения НДС системы «свая – скальный грунт» на основе точных решений краевых задач теории упругости о плосконапряжённом состоянии.

6. Аналитическое решение модельной задачи о взаимодействии свай с окружающим массивом в постановке полуплоскость с одномерным ребром жёсткости (задача 1) с высокой точностью совпадает с численными решениями, определяющими касательные напряжения по боковой поверхности сваи. Тем не менее оба решения имеют особенность в месте выхода сваи на поверхность.

7. Решение задачи в постановке полуплоскость с периодическим набором полубесконечных рёбер жёсткости (задача 2) позволило впервые получить аналитическое решение для определения касательных напряжений по боковой поверхности сваи, качественно совпадающие с экспериментальными исследованиями. Для проверки количественного совпадения необходимы дополнительные исследования свай в скальных грунтах.

8. Аналитические решения, определяющие нормальные вертикальные напряжения и перемещения по длине сваи, очень хорошо согласуются с численными решениями.

9. Сравнение аналитических и численных расчётов показывает, что использование точных решений двумерных задач теории упругости в существенно трёхмерных случаях может быть достаточно эффективным для использования в инженерных расчётах.

Перспективы дальнейшей разработки темы

В дальнейшем предполагается, в частности, продолжить исследования, связанные с аналитическими методами решения задач о взаимодействии сваи с породным массивом. Здесь есть два основных направления. Первое направление связано с усложнением двумерной модели, так чтобы учесть конечность длины сваи и граничные условия у её основания. Также планируется дополнить полученные решения условием неидеального контакта по боковой поверхности сваи. Цель второго направления – получить простые замкнутые решения, выраженные через элементарные функции. Этого можно достичь, если пренебречь поперечной деформацией массива.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Публикации в изданиях, включённых в Перечень рецензируемых научных изданий:

1. Власов Д. А. Аналитическое и численное решения задачи о взаимодействии сваи с грунтом / Д. А. Власов, М. Г. Зерцалов // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2021. – Т. 27. – № 4. – С. 491-499.

Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международной реферативной базе данных Scopus:

1. Zertsalov M. To the problem of determining the deformation characteristics of jointed rock mass / M. Zertsalov, D. Vlasov, K. Minin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 869. – № 7. – P. 072045.

2. Vlasov A. N. Influence of normal and shear stiffness of fractures on deformation characteristics of rock mass / A. N. Vlasov, M. G. Zertsalov, D. A. Vlasov // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations. – London : CRC Press, 2019. – P. 413-419.

3. Vlasov A. N. Anisotropic deformation model of jointed rock mass with dilatancy / A. N. Vlasov, M. G. Zertsalov, D. A. Vlasov // Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development- Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM 2019. – London : CRC Press, 2020. – P. 575-582.

Статьи, опубликованные в других научных журналах и изданиях:

1. Власов А. Н. Полуплоскость с полубесконечным ребром жёсткости (приложение к расчёту свай) / А. Н. Власов, Д. А. Власов, М. Д. Коваленко //

Материалы XIV Международной конференции по прикладной математике и механике в аэрокосмической отрасли (АММАГ'2022), 4–13 сентября 2022 г., Алушта. – М. : Изв-во МАИ, 2022. – С. 177-179.

2. Власов А. Н. О применимости метода асимптотического усреднения к оценке деформационных характеристик скальных массивов / А. Н. Власов, М. Г. Зерцалов, Д. А. Власов // Механика композиционных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред : Сборник трудов 8-й Всероссийской научной конференции с международным участием им. И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, Москва, 18–19 декабря 2018 года. – М. : Институт прикладной механики РАН, 2019. – С. 316-328.

3. Власов А. Н. О применимости метода асимптотического усреднения к оценке деформационных характеристик скальных массивов / А. Н. Власов, М. Г. Зерцалов, Д. А. Власов // Механика композиционных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред : Тезисы докладов 8-й Всероссийской научной Конференции с международным участием им. И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, Москва, 18–19 декабря 2018 года. – М. : Институт прикладной механики РАН, 2018. – С. 150.

4. Власов Д. А. Определение нагрузки, передаваемой сваей, заделанной в скальный массив, на дно скважины в условиях сжатия / Д. А. Власов, М. Г. Зерцалов // Научная конференция молодых учёных и аспирантов ИФЗ РАН : Тезисы докладов и программа Конференции, Москва, 23–24 апреля 2018 года. – М. : Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН, 2018. – С. 28.

5. Власов Д. А. Оценка давления, передаваемого сваей на скальный массив при действии осевой нагрузки, в зависимости от её деформационных и геометрических характеристик / Д. А. Власов // Строительство - формирование среды жизнедеятельности : сборник материалов XIX Международной межвузовской научно-практической конференции студентов, магистрантов, аспирантов и молодых учёных, Москва, 27–29 апреля 2016 года. – М. : Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2016. – С. 1018-1021.