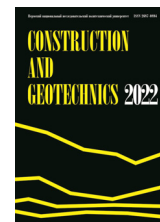




CONSTRUCTION AND GEOTECHNICS

Т. 14, № 2, 2023

<http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/>



DOI: 10.15593/2224-9826/2023.2.02

УДК 624.154.1

ЧИСЛЕННЫЙ РАСЧЕТ СВАЙНОГО ПОЛЯ С УЧЕТОМ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Л.В. Нуждин^{1,2}, В.С. Михайлов¹

¹Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, Новосибирск, Россия

²Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 01 декабря 2022

Одобрена: 25 января 2023

Принята к публикации:

03 июля 2023

Ключевые слова:

пространственная динамическая модель грунтового основания, интегральная динамическая жесткость свайных групп большеразмерного свайного поля.

АННОТАЦИЯ

Предлагается комбинированный подход для моделирования больших свайных полей, основанный на цилиндрической геомеханической модели сваи по определению численным методом длительной сдвиговой жесткости прорезаемого сваей многослойного массива грунта, как по вертикали в виде решения осесимметричной задачи, так и в горизонтальном направлении, как для балки на упругом основании с последующим переходом к динамической горизонтальной жесткости свайного поля. На этапе формирования основного сочетания постоянных и длительных воздействий осесимметричное решение обладает наглядностью при анализе напряженно-деформированного состояния сваи и грунта по сравнению с апробированными аналитическими методами. Горизонтальная жесткость рассматривается как для дискретной одиночной изгибаемой сваи в среде упругого слоистого полупространства. Указанные методы численного моделирования деформаций одиночной сваи позволяют расширить алгоритм аналитического расчета большеразмерного свайного поля, который, в свою очередь, модифицирован авторами путем исключения деформаций ствола сваи за счет его естественного учета в конечно-элементной постановке, а также за счет введения параметра предельного радиуса влияния одиночной сваи на осадку соседних свай. В настоящей публикации авторами описан методический подход к построению модели большеразмерного свайного поля на втором этапе кратковременных или особых динамических воздействий. Предложен переход к интегральной жесткости свайных групп с учетом пространственной динамической модели для большеразмерного свайного фундамента. Рассмотрены сопутствующие численные проблемы при моделировании пространственного массива грунта, волнового метода определения дискретности задачи, замены подстилающего полупространства контактной моделью.

© ПНИПУ

© Нуждин Леонид Викторович – кандидат технических наук, профессор, e-mail: nuzhdin_ml@mail.ru.

Михайлов Виктор Сергеевич – аспирант, e-mail: vsmikhailov@mail.ru.

Leonid V. Nuzhdin – Ph. D. in Technical Sciences, Professor, e-mail: nuzhdin_ml@mail.ru.

Victor S. Mikhailov – Postgraduate Student, e-mail: vsmikhailov@mail.ru.



Эта статья доступна в соответствии с условиями лицензии Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (CC BY-NC 4.0)

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (CC BY-NC 4.0)

PILE FIELD NUMERICAL ANALYSIS AT THE STAGE OF DYNAMIC IMPACTS

L.V. Nuzhdin^{1,2}, V.S. Mikhaylov¹

¹Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russian Federation

²Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 01 December 2022

Approved: 25 January 2023

Accepted for publication:

03 July 2023

Keywords:

spatial subsoil dynamic model, integral dynamic rigidity of pile groups of a large pile field.

ABSTRACT

The authors propose a combined approach for definition of the shear rigidity of the multilayered soil which is cut through by a pile. The static solution for the vertical direction is presented in the view of an axisymmetric problem. As to the horizontal direction, the solution is presented in view of a beam on elastic subsoil with genetically non-linear transition to equivalent horizontal dynamic rigidity of the wide pile field. At the stage of formation of the stress-strain state of the system under the main combination of static loads the axisymmetric solution provides visual clarity in the analysis of the stress-strain state of the pile and near-pile soil in comparison with the approved analytical methods. The horizontal rigidity is considered as for a discrete single bent pile in the medium of an elastic layered half-space. These methods of numerical modeling of deformations of a single pile make it possible to expand the algorithm of analytical calculation of a large pile field, which in turn is modified by the authors by excluding deformations of the pile body due to its natural consideration in the finite element formulation, as well as by the parameter of the limiting radius of the influence of a single pile on the settlement of neighboring piles. In this publication, the authors describe a methodological approach to constructing a model of a large-size pile field at the second stage of short-term or special dynamic impacts. A transition to the integral rigidity of pile groups is proposed, taking into account the spatial dynamic model of a large-size pile foundation. The numerical problems of modeling a spatial soil array, a wave method for determining the discreteness of the model, methods for replacing the underlying half-space with a contact model are considered.

© PNRPU

Введение

Расчет большого свайного поля в условиях динамических воздействий является одной из самых сложных задач в механике грунтов. В частности, в научных исследованиях уделено мало внимания методу учета истории нелинейного перехода системы «грунтовое основание – свайный фундамент» из напряженно-деформированного состояния при основном сочетании постоянных и длительных статических воздействий к новому сочетанию при динамическом воздействии, являющимся кратковременным или особым. В качестве особых воздействий рассмотрено наступление сейсмических событий.

Численная динамическая модель грунтового основания

Геотехнические модели оснований в условиях статических воздействий обычно имеют прямоугольную геометрию внешнего контура (рис. 1, *a–в*) с высотой массива до глубины сжимаемой толщи H_c или до слабо деформируемого основания с модулем деформации $E > 100$ МПа. Ширина массива принимается с отступом вертикальных границ на расстояние 3–4 максимальных габарита фундамента D , но не менее $1,5 H_c$ из предположения, что краевые эффекты за данной «областью влияния» не сказываются на напряжениях и деформациях грунтового массива под сооружением [1].

Геотехническая модель в условиях длительных воздействий, как правило, имеет тетраэдрическую триангуляцию за счет простоты разбиения неоднородного многослойного основания методами Делоне. Авторы рекомендуют использовать многоузловые призматические конечные элементы, поскольку искажение геометрии элементов тетраэдрической формы и их пониженная точность, по аналогии с треугольными элементами двумерных задач, увеличивает погрешность вычислений.

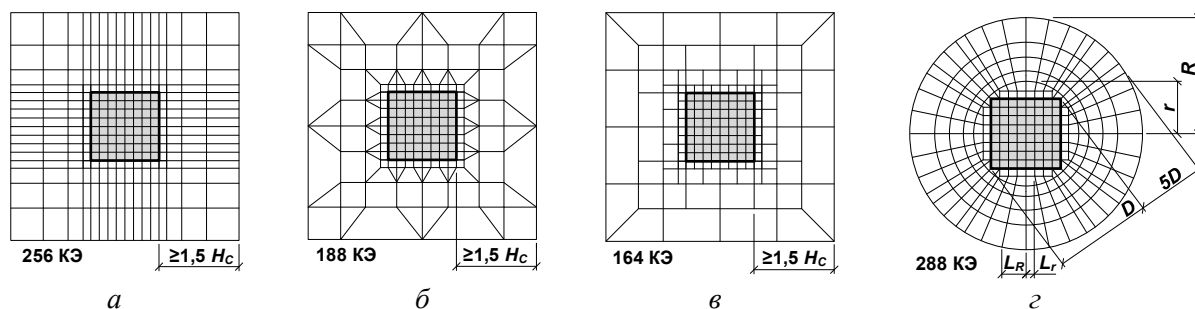


Рис. 1. Методы оптимизации сетки конечных элементов в пространственных моделях основания
Fig. 1. Methods for optimizing the finite element grid in spatial models of the subsoil

Простейшим способом разрежения сетки из призматических конечных элементов является удлинение элементов по мере приближения к внешним границам. При этом увеличиваются погрешности вычислений в растянутых элементах, однако их влияние на деформации основания непосредственно под фундаментом сооружения стремится к нулю (рис. 1, а). Вторым методом разрежения сетки для рассматриваемого примера на 27 % эффективнее и использует переход от прямоугольного призматического элемента через два треугольных и один трапециевидный в плане конечных элементов к следующему ряду призматических элементов с увеличением при каждом переходе габаритов элементов в три раза (рис. 1, б). Для решения статических задач авторы рекомендуют третий метод с использованием многоузловых изопараметрических элементов второго порядка с дополнительными промежуточными узлами на гранях. В этом методе скорость разрежения значительно выше за счет двойного увеличения на каждом переходе, в результате чего количество элементов на 36 % меньше, чем в первом методе. Одновременно улучшается качество вычислений благодаря повышенной точности многоузловых объемных конечных элементов второго порядка (рис. 1, в).

При выполнении динамических расчетов на последней стадии особого или кратковременного воздействия не следует использовать описанные три метода с прямоугольной граничной областью грунтового массива.

В практике проектирования оснований в условиях динамических воздействий при создании пространственных моделей используется цилиндрическая геометрия внешней границы с целью поглощения отражаемых по нормали волн вязкими демпферами. С другой стороны, в связи с тем, что «поглощающие границы» не способны исключить поверхностные сейсмические волны, отступ границ моделируемого массива должен быть не менее пяти максимальных габаритов фундамента D по горизонтали и трех габаритов D по глубине. Подобные правила моделирования формализованы в американском стандарте ASCE 4-16 для проектирования объектов атомной энергетики в условиях сейсмических воздействий [2]. При этом для использования в проектировании фундаментов АЭС в США рекомендовано два расчетных комплекса: LS-DYNA для пространственных моделей [3] и SASSI для одномерных численных моделей с небольшой пространственной моделью близкой зоны основания [4].

Следует отметить, что даже в простейшем рассмотренном примере с переходом от края фундамента к внешним границам через четыре ряда конечных элементов размерность задачи выросла на 12,5 % (рис. 1, г) по сравнению с первым методом. При отнесении границ на расстояние $5D$ размер задачи увеличится во много раз. Поэтому с целью практического применения в проектной деятельности пространственной «пироговой» модели для статических и динамических расчетов авторами предложено три подхода к ее оптимизации: энергетический метод обоснования значимого периода системы для определения максимального размера ко-

нечных элементов; автоматизация дискретизации модели с равными шагами от края фундамента к периметральной области моделирования; замена слоем бесконечного полупространства плотных подстилающих слоев грунтового основания, называемых в сейсмологии «условной скалой» и относимых в СП 14.13330 к грунтам I категории по сейсмическим свойствам.

В российских нормах отсутствуют рекомендации о допустимой степени разрежения сетки на внешних границах модели. Напротив, в положениях ASCE 4-16 размер конечных элементов объемной динамической модели строго регламентируется. Максимальный габарит элемента на внешней границе не должен превышать одной восьмой длины наиболее медленных сдвиговых сейсмических волн в слабых слоях грунтового основания. Ранее [5, 6] было рассмотрено четыре типа основания по категориям сейсмичности. Если для IV категории грунта в среднем свойственна скорость сдвиговых волн V_s , составляющая 100 м/с, то размер конечного элемента в модели основания должен быть не более $0,125LV_s$ при длине волны $L_{Vs} = VsT_{min}$. К сожалению, данное правило ASCE 4-16 не уточняет метод выбора минимального значимого периода T_{min} , за который сейсмическая волна в одном цикле колебаний должна проходить восемь конечных элементов. Принимать преобладающий период сейсмического воздействия нельзя, поскольку при анализе спектра ответа ускорений практически всегда можно выявить более одного четко выраженного пика и соответствующего ему периода. По мнению авторов, минимальный значимый период следует выбирать по энергетическому критерию относительно резонансных частот грунтового основания, рассматриваемой конструкции фундамента и сооружения.

Ниже приведен пример выявления минимального значимого периода сейсмического воздействия с использованием спектра мощности (рис. 2). Преобладающий период T_0 для пиковой частоты 2,04 Гц составляет 0,49 с. В случае выбора нижнего предела для рассмотрения пиков мощности сейсмического воздействия не ниже 30 % от максимального значения, минимальный значимый период T_{min} составит 0,34 с (рис. 2, а). Если нижний предел понизить до 7 %, то T_{min} составит 0,26 с (рис. 2, б). На внешней границе модели максимальный размер конечного элемента L_{FEmax} для данной акселерограммы на слабых грунтах IV категории с нижним пределом мощности 7 % будет равен $0,125V_sT_{min}$, или 3,25 м. Минимальный размер элемента в центре «пироговой» модели основания не должен превышать трети от L_{FEmax} или 1,08 м.

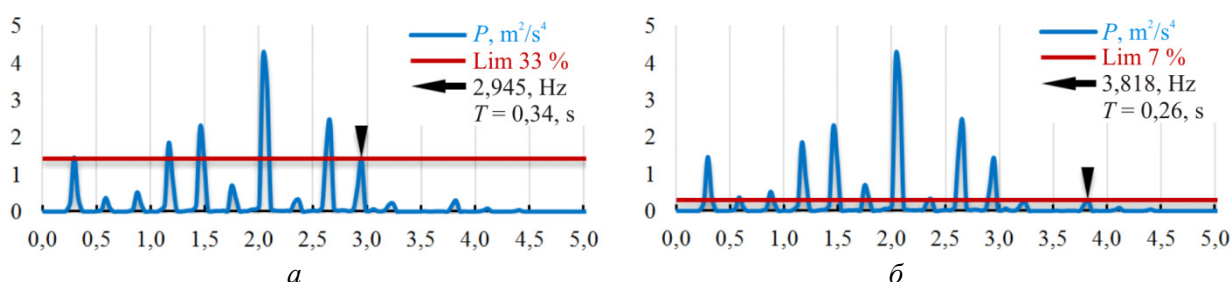


Рис. 2. Определение наименьшего значимого периода по спектру мощности сооружения и воздействия: а – порог 33 % от максимума; б – 7 % от максимума

Fig. 2. Determination of the smallest significant period according to the spectrum of the power of the structure and the impact: а – the threshold is 33 % of the maximum; б – 7 % of the maximum

После уточнения размеров конечных элементов (КЭ), следует определить количество угловых сегментов в цилиндрической модели с шириной конечных элементов на внешней

границе менее $L_{FE\max}$, которое должно не превышать целого числа от $11\pi D(L_{FE\max})-1$ и быть кратно четырем. При плавном разрежении сетки от $0,33L_{FE\max}$ вблизи края фундамента до $L_{FE\max}$ вдоль ширины области перехода $L_{NF} \geq 5D$ размер промежуточных КЭ L_{FEj} для целого количества шагов $N \geq 1,33L_{NF} \cdot L_{FE\max}^{-1}$ равен

$$L_{FEj} = L_{FE\max} \left[1 - j(0,667N^{-1}) \right]. \quad (1)$$

Для последующего уменьшения по вертикали размера «пироговых» динамических моделей основания авторы рекомендуют рассматривать подстилающее пространство с упрощенным подходом к моделированию, реализованным в программе SASSI. Как отмечалось ранее, в LS-DYNA моделируемый фрагмент массива грунта, прилегающего к фундаменту и испытывающего обратное влияние от колебаний сооружения, должен иметь высоту H_{NF} более трех габаритов фундамента D и общий диаметр более $11D$ (рис. 3, а). Это неизбежно приводит к повышенным аппаратным требованиям при решении задач прямой динамики с матрицей жесткости в несколько миллионов степеней свободы.

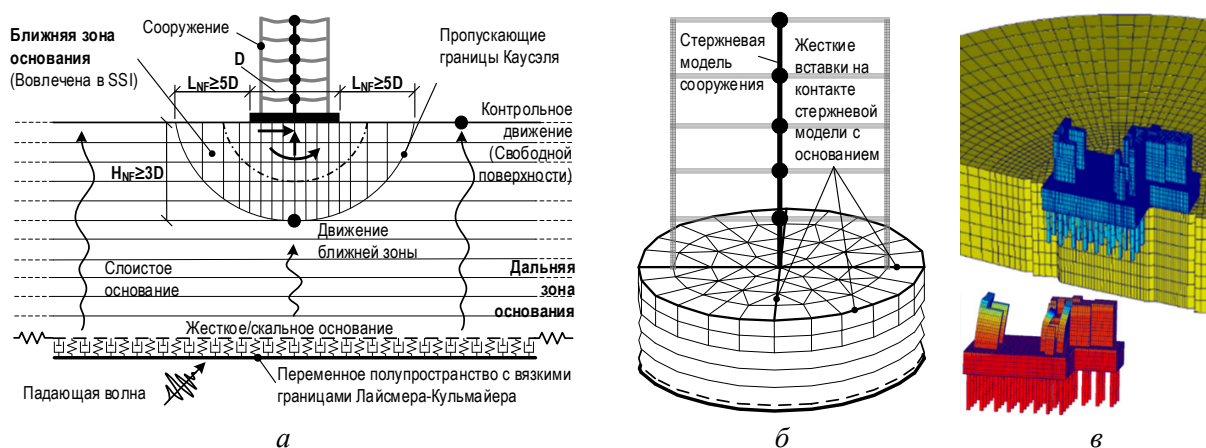


Рис. 3. Упрощенная комбинированная динамическая модель многослойного основания: а – общая схема модели сооружения с основанием; б – схема одномерной модели в SASSI; в – пример модели SCAD
 Fig. 3. Simplified combined dynamic model of a multilayer base: а – the general scheme of the structure model with a base; б – the scheme of the one-dimensional model in SASSI; в – an example of the SCAD model

Напротив, модель основания в SASSI моделируется традиционными объемными конечными элементами только в ближней области усиленного или свайного основания. Остальная часть основания представляется в виде пакета бесконечных горизонтальных слоев на подстилающем слое полупространства (рис. 3, б). В SASSI анализируются линейные по физическим свойствам системы без учета геометрической или конструктивной нелинейностей, в том числе без локальных отрывов фундамента или проскальзывания поверхности контакта [7]. Во время разработки SASSI выполнялось сравнение с множеством существующих аналитических и численных подходов к расчетам SSI задач. Государственные ведомства США по атомной энергетике в 1987 г. провели «слепое тестирование» различных SSI методик по результатам обширных натурных инструментальных исследований на о. Тайвань, в г. Лотунге на заглубленном макете сооружения реактора АЭС в масштабе 1 : 4. Сравнение показало, что наилучшее предсказание экспериментальных результатов наблюдается в моделях SASSI [8].

Подход моделирования в SASSI применим для традиционных расчетных комплексов для строительных конструкций, основанных на методе конечных элементов, таких как SCAD Office. Ниже приведен пример выполненного авторами практического расчета для свайного фундамента под тяжелое промышленное оборудование в условиях вибрационных и сейсмических воздействий (рис. 3, в).

Геологическое строение основания с увеличением глубины переходит в более регулярное по сравнению с приповерхностными слоями осадочных и трещиноватых скальных грунтов. По мере увеличения глубины от подошвы плитного фундамента или от нижнего уровня свайного поля напряжения в основании также стремятся к равномерному распределению. По принципу Сен-Венана такая глубина может быть сопоставима с габаритом фундамента.

В прямых динамических расчетах глубина модели должна обеспечивать затухание отраженных волн при ее прохождении. В SASSI размерность задачи уменьшена за счет замены нижней однородной области слоем полупространства (рис. 4, а). Модель основания Винклера не применима для такой цели, поскольку не отражает жесткость на сдвиг, влияющую на угловые колебания и крены в зоне осадочной воронки за контуром фундамента. Поэтому в традиционном методе конечных элементов полупространство моделируется поверхностью из оболочек и вспомогательных одно- и двух узловых бесконечных законтурных элементов, под которыми задаются параметры упругого полупространства (рис. 4, б).

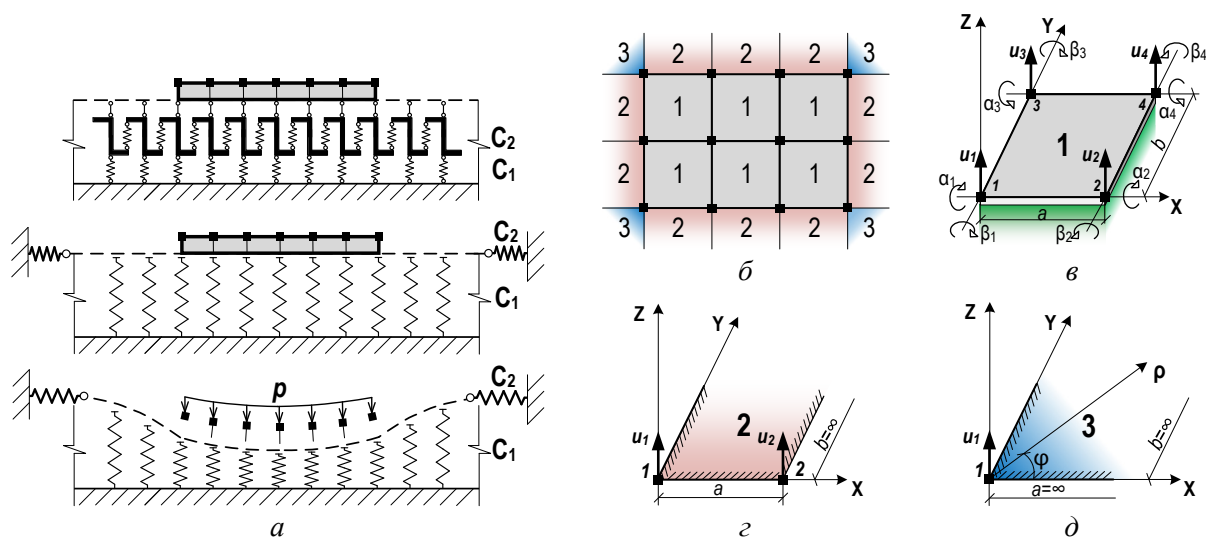


Рис. 4. Двухпараметрическая модель подстилающего полупространства:
 а – схематичное представление; б – три типа контурных и законтурных конечных
 элемента; в – контурный стандартный конечный элемент с присоединенной жесткостью
 полупространства; г – краевой законтурный элемент; д – угловой элемент
 Fig. 4. Two-parameter model of the underlying half-space: а – schematic representation;
 б – three types of contour finite elements (FE); в – standard FE with attached rigidity
 of half-space; г – edge FE; д – corner FE

Трех- или четырех узловые конечные элементы оболочек первого типа имеют вертикальные перемещения u , длину a и ширину b (рис. 4, в). Потенциальная энергия E_0 для условной поверхности из таких оболочечных элементов может быть исключена из расчета путем задания малой жесткости или нулевой толщины. В схеме остается только потенциальная энергия подстилающего упругого полупространства E_1 в объеме по контуру по-

дошвы фундамента. Его жесткость может быть описана двухпараметрической моделью, отражающей зависимость осадки u_z от давления p с использованием коэффициентов постели на сжатие C_1 (МН/м³) и на сдвиг C_2 (МН/м). Данная зависимость является математическим «сворачиванием» упругого полупространства к упругой поверхности с использованием оператора Лапласа Δ [9]:

$$u_z = \frac{p}{C_1 - C_1 \Delta} = \frac{p}{C_1 - C_1 \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)}. \quad (2)$$

Второй тип – двухузловые законтурные конечные элементы с потенциальной энергией E_2 , формула которой идентична энергии полупространства на контакте с оболочками. Двухузловые элементы имеют одну степень свободы, длину a между узлами и бесконечную ширину b вдоль нормали к контуру плиты (рис. 4, з).

Потенциальную энергию одноузловых законтурных элементов третьего типа E_3 для угловых секторов удобно выражать в полярной системе координат (рис. 4, д).

Полная потенциальная энергия всех КЭ полупространства на (рис. 4, б):

$$E = 18 \cdot \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ c_1 u^2 + c_2 \left[\left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \right] \right\} dx dy + \quad (3)$$

$$+ 4 \cdot \frac{1}{2} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_0^{\infty} \left\{ c_1 u^2 + c_2 \left[\frac{1}{\rho^2} \left(\frac{du}{d\phi} \right)^2 + \left(\frac{du}{d\rho} \right)^2 \right] \right\} \rho d\phi d\rho,$$

где $u = u_i(x, y)$ – функция упругой осадки основания по площади КЭ Ω_i^e .

Использование на практике точного математического описания двухпараметрической модели однородного упругого полупространства осложняется неоднородностью грунтов и условностью допущения о применимости теории упругости в пределах необратимых линейных деформаций. Поэтому в российские нормативные положения не вошла ни одна из множества методик, калибрующих коэффициенты C_1 и C_2 для однородного в плане слоистого основания с ограниченной сжимаемой толщиной. Авторами были рассмотрены три методики: Пастернака, Власова и Леонтьева [10–13] (4), (5); Пискунова и Федоренко [14] (6), (7); Медникова и Шашкина [15, 16] (8), (9):

$$C_1 = \left[\int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right]^{-1} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{h_i}, \quad (4)$$

$$C_2 = \left[\int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right]^{-2} \int_0^H \frac{1}{E(z)} \int_0^z G(z) \int_z^H \frac{dz}{E(z)}, \quad (5)$$

$$C_1 = \sum_{i=1}^n \frac{E_i \gamma_i B_i^2}{2} (1 - e^{-2\gamma_i h_i}), \quad (6)$$

$$C_2 = \sum_{i=1}^n \frac{G_i B_i^2}{2\gamma_i} (1 - e^{-2\gamma_i h_i}), \quad (7)$$

$$C_1 = \frac{1}{\delta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{h_i}, \quad (8)$$

$$C_2 = \frac{1}{3\delta_1^2} \sum_{i=1}^n G_i h_i (\delta_i^2 + \delta_i \delta_{i+1} + \delta_{i+1}^2), \quad (9)$$

где $H_c = \sum_{i=1}^n h_i$ – полная глубина деформируемой толщи грунтового основания, состоящей из конечного числа слоев n , линейно-деформируемых и постоянных по толщине h_i ; $E_i = E_{0i} (1 - \nu_i) [(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)]^{-1}$ – одометрический приведенный модуль деформации слоя i , учитывающий допущение о незначительном влиянии поперечных деформации; E_{0i} – общий модуль деформации слоя i , по данным изысканий; ν_i – модуль пропорциональных поперечных деформация слоя (коэффициент Пуассона); $G_i = K_i E_{0i} [2(1 + \nu_i)]^{-1}$ – модуль деформации сдвига слоя i ; $E(z)$ и $G(z)$ – приведенные модуль деформации и модуль сдвига в соответствующем слое грунта на глубине z ; $K_i < 1$ – поправочный коэффициент по данным лабораторных испытаний, всегда меньше единицы и учитывающий отклонение свойств грунтов от совершенно упругих тел, который в случае игнорирования и единичного значения приводит к завышенным значениям C_2 (K_i может быть вычислен как эквивалентный по данным сопоставления со штамповыми испытаниями или при их отсутствии с методом послойного суммирования); $\gamma_i = 4(1 - 2\nu_i) [(\pi A)^{1/2} (1 - \nu_i)^2]^{-1}$ – коэффициент затухания осадок для слоя грунта i ; A – фактическая площадь опирания подошвы фундамента на основание; B_i – константа, равная единице для первого слоя ($B_1 = 1$), а для второго и последующих слоев изменяющаяся по экспоненциальному закону $B_i = B_{i-1} e^{-(\gamma_{i-1} h_{i-1})}$; $\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i}$ – коэффициент податливости основания, вычисленный для полной глубины сжимаемой толщи H_c (для всех слоев от 1 до n) и обратно пропорциональный коэффициенту постели при сжатии C_1 ; $\delta_i = \sum_{j=i}^n \frac{h_j}{E_j}$ – коэффициент податливости от второго или последующих слоев основания до глубины сжимаемой толщи, принимаемый равным нулю при $i = n + 1$.

Первая из приведенных методик (4), (5) описывает модель основания, часто называемую моделью Винклера – Пастернака, поскольку первый коэффициент подобен модели Фусса – Винклера, а второй был получен в работе П.Л. Пастернака [12], предложившего решение для многослойного основания и обобщившего модели однородного основания Филоненко – Бородича [10] и Горбунова – Посадова [11]. В расчетном комплексе SCAD для модели Пастернака учитываются модификации, внесенные в работах В.З. Владова и Н.Н. Леонтьева [13].

Во второй методике, реализованной в SCAD, модель поверхности упругого слоя развита В.Г. Пискуновым до упрочняемого полупространства [14]. Эмпирический коэффициент затухания позволяет оценивать основание не только на стадии эксплуатации, но и учитывать временные или особые динамические воздействия с автоматическим ограничением сжимаемой толщи. Это позволяет применить двухпараметрическую модель в качестве подстилающего слоя по методу SASSI. Однако для более массового применения методики необходимы дополнительные экспериментальные исследования с уточнением эмпирических зависимостей.

Следует заметить, что модель Пастернака содержит противоречие при выводе формул, допускающее разрыв в эпюре касательных напряжений. Это противоречие было снято в работе И.А. Медникова [15]. Он учел ступенчатое снижение по высоте грунтового столба значений модуля деформаций сдвига, а также предложил для приведенного модуля сдвига поправочный коэффициент K_i , позволяющий завышенный коэффициент постели на сдвиг C_2 сопоставить с фактическими данными испытаний грунтов. Математические зависимости Медникова были обобщены К.Г. Шашкиным [16] и развиты до завершённой модели поверхности упругого слоя с формулами обратного «разворачивания» напряжений под подошвой фундамента к перемещениям (рис. 5, а), а также нормальным (рис. 5, б) и касательным напряжениям в любой точке подстилающего полупространства.

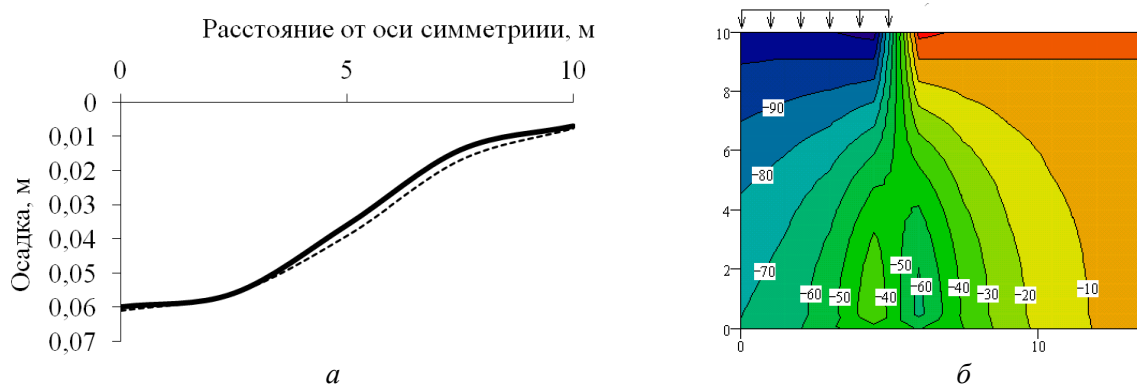


Рис. 5. Реализация двухпараметрической модели основания по модели Медникова, Шашкина в Mathcad: а – график изменения осадки с удалением от оси симметрии; б – вертикальные нормальные напряжения

Fig. 5. Implementation of a subsoil two-parameter model of the Mednikov, Shashkin in Mathcad: а – a diagram of settlement changes with a distance from the axis of symmetry; б – vertical normal stresses

Численная динамическая модель широкого свайного поля

При выполнении динамических расчетов дискретная модель свайного куста является наиболее исследованной и широко представленной в нормативных документах. Учет снижения несущей способности свай на вертикальные нагрузки осуществляется путем введения понижающих коэффициентов и расчетной зоны частичной потери контакта с грунтом в верхней области сваи по ее боковой поверхности согласно [17].

При этом в действующих нормативно-технических документах Российской Федерации отсутствует какая-либо методика по учету динамической жесткости широкого свайного поля в условиях сейсмических воздействий. Трудности в разработке подобной методики связаны с рядом особенностей свайного основания, устраиваемого на слабых грунтах [18]. В первую очередь необходимо повторное выполнение геофизических изысканий в рамках сейсмическо-

го микрорайонирования территории. Динамические свойства основания существенно изменяются по сравнению с ранее исследованным на стадии изысканий естественным основанием после забивки свай, устройства буронабивных или грунтоцементных свай. При этом в масштабах свайного поля размеры сечений свай настолько малы, а их количество настолько велико, что применение дискретных моделей свай оказывается нереализуемым.

Повышенная жесткость свай на изгиб по сравнению с исходным массивом грунта в естественном состоянии, а также возможность потери контакта с грунтом по боковой поверхности свай не позволяет рассматривать свайное поле как слоистое полупространство с анизотропными свойствами. В связи с вышеуказанным авторами был рассмотрен новый подход, который адаптирует предложенную [7] методику для импедансной численно-аналитической модели в среде программы SASSI для применения к прямым физическим моделям свайного и усиленного основания, которые могут быть реализованы в рамках разрабатываемой авторами комплексной численно-аналитической модели свайного поля для традиционных расчетных программ.

В основу метода заложено использование динамических характеристик грунтов, таких как модуль упругости, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, исследованных сейсмическим и микросейсмическим методами до начала и после завершения устройства свайного поля. Результаты сейсмического метода о скоростях продольных и поперечных волн позволяют выделить в верхней части геологического разреза слои грунта с характерными акустическими жесткостями, а также проверить их демпфирующие свойства. Если на участке возможны не только слабые, но и сильные сейсмические движения грунта, то дальнейшая обработка данных для заданной интенсивности сейсмичности площадки строительства выполняется апробированными методами.

Изменение интегральной жесткости сейсмогеологической модели естественного и свайного основания анализируется методом сейсмических жесткостей, который сравнивается с результатами повторного микросейсмического исследования, позволяющего оценить изменение интенсивности сейсмических воздействий до и после устройства свайного основания методом Накамуры. Микросейсмический метод позволяет также определить в прямом виде амплитудно-частотные характеристики всего массива грунта до и после усиления сваями с целью идентификации численных и численно-аналитических моделей.

Полученные экспериментальные данные применяются к прямой физической или численно-аналитической модели основания, построенной по схожим принципам осреднения свайного основания до анизотропных свойств объемных конечных элементов, либо коэффициентов постели по подошве фундамента для вертикальной и горизонтальной составляющей в составе численно-аналитической модели.

На рис. 6, а отобраны жесткость околосовайного грунта и несущая способность свай. В соответствии с [17] на расчетную глубину, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности свай, учитывается только сдвиговая жесткость бетонных свай без жесткости грунта (рис. 6, б). Сдвиговая жесткость данного слоя определяется как сумма моментов инерции одиночных изгибаемых свай без учета вклада изгибной составляющей по Штайнеру, которая равна произведению момента инерции сечения одиночной сваи на отношение площади сечения сваи к площади элементарной свайной ячейки. При этом в плоскости свайного ростверка для учета эффекта разнесения свай в плане в узле оголовка каждой свайной ячейки добавляется дополнительная связь конечной жесткости на кручение (рис. 6, в) в двух вертикальных плоскостях [19]:

$$C_{\phi} = \frac{E(I_1 - I_2)}{L}, \quad (10)$$

где E – модуль упругости железобетонной сваи; L – ширина свайной ячейки; I_1 и I_2 – моменты инерции сваи и группы свай с учетом составляющей по Штайнеру и без нее.

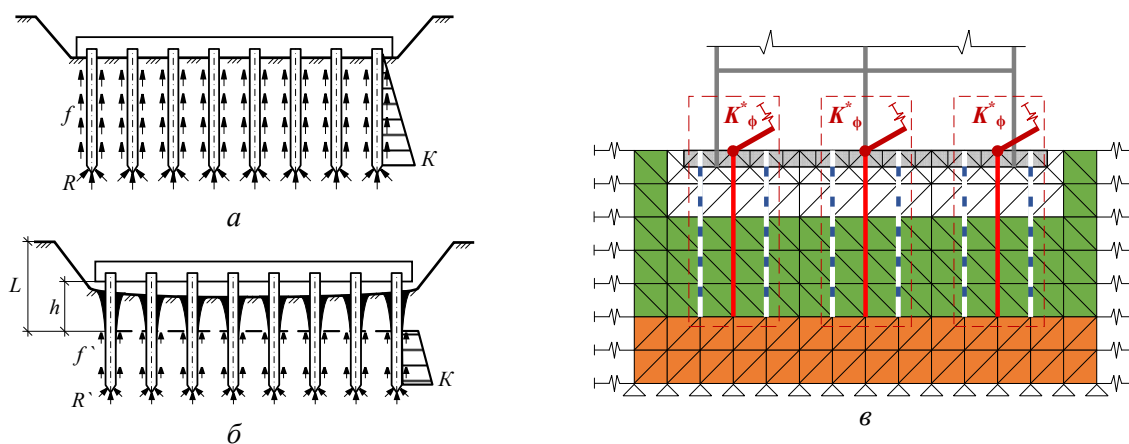


Рис. 6. Жесткость околосвайного грунта K , несущая способность свай по длине f и под пятой R : a – на стадии длительного нагружения; b – на стадии динамического нагружения с потерей контакта на глубину h ; v – модель с использованием укрупненных групп свай с эквивалентной изгибной жесткостью

Fig. 6. Rigidity of the near-pile soil K , bearing capacity of piles along the length a and under the foot R : a – at the stage of permanent loading; b – at the stage of dynamic loading with loss of contact to a depth of h ; v – enlarged groups of piles model with equivalent bending stiffness

Следующие слои усиленного сваями массива грунта по периметру ростверка рассматриваются с приведенной жесткостью в соответствии с литологической структурой основания до отметки низа свай. Последний подстилающий слой на глубину, равную половине длины свай, по аналогии со сдвиговой кругло цилиндрической моделью рассматривается как уплотненный грунт.

Следует заметить, что не во всех случаях необходимы ресурсоемкие прямые физические модели свайного основания. Вопрос обоснования критерия о наличии обратного влияния колебаний сооружения на движение основания освещен в предыдущих публикациях авторов [5, 6]. Предложенный же численно-аналитический подход к моделированию свайного основания не имеет высоких требований к скорости вычислений, поэтому может быть использован без необходимости оценки наличия обратного влияния сооружения на основание. Результаты экспериментального обоснования предложенного подхода к построению модели свайного основания с использованием сейсмоакустических и микросейсмических методов геофизики были опубликованы ранее [20, 21] и являются приоритетными в рамках исследований.

Практическая значимость научного исследования авторов заключается в возможности использования метода для численного анализа полевых испытаний свай.

Выводы

Рассмотренные этапы формирования комплексной численной модели свайного фундамента позволяют реализовать универсальный конечный суперэлемент, изменяющийся

свои свойства в зависимости от размера фундамента и от стадии длительных или кратковременных особых воздействий. Динамические нагрузки практически всегда действуют на фундамент, уже имеющий деформации от постоянных и длительных нагрузок. Предложенный авторами подход позволяет в рамках универсальной численно-аналитической модели свай учесть историю нелинейного формирования напряженно-деформированного состояния свайного фундамента. После приложения статических горизонтальных нагрузок на сваю в виде балки на упругом основании производится переход к интегральной динамической жесткости большого свайного поля, определяемой на основании инженерно-геофизических исследований сейсмическими методами. Это может быть выполнено как равномерным понижением горизонтальных коэффициентов постели по боковой поверхности дискретных свайных ячеек путем изменения коэффициента α , так и понижением эквивалентных связей конечной жесткости в уровне оголовка ячейки свай.

В качестве апробации теоретических положений авторами рассматривается численная верификация натурных испытаний свай [22–24].

Финансирование. Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов. Все авторы сделали равный вклад в подготовку публикации.

Библиографический список

1. Мангушев Р.А., Сахаров И.И. Механика грунтов. – М.: АСВ, 2020. – 294 с.
2. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия. – М.: АСВ, 2018. – 517 с.
3. Finite element models for computing seismic induced soil pressures on deeply embedded nuclear power plant structures / J. Xu, C. Constantino, C. Hofmayer, H. Graves // Proceedings ASME. – 26 June. – 2006.
4. SASSI – A computer system for dynamic soil-structure interaction analysis / J. Lysmer [et al.]. – Report No. UCB IGT/81-02. – University of California, Berkley, 1981 – P. 59.
5. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S., Yankovskaya I.D. On criterion for considering dynamic Soil-Structure Interaction effects // Proceedings of the GFAC 6–8 February 2019. – Saint Petersburg, 2019. – P. 210–215. DOI: 10.1201/9780429058882-41
6. Nuzhdin L., Mikhaylov V., Yankovskaya I. Numerical analysis in SCAD Office of the soil-structure interaction importance // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 1–8 June 2018. – Novosibirsk, 2018. – P. 012023. DOI 10.1088/1757-899X/456/1/012023
7. Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2018. – № 4. – С. 32–43.
8. Anderson D.G., Tang Y.K. Summary of soil characterization program for the Lotung large-scale seismic experiment // Proceedings EPRI/NRC/TPC Workshop on Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Techniques Using Data from Lotung, Taiwan EPRI NP-6154. – 1989. – Vol. 1. – P. 4.1–4.20.
9. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – 4-е изд. – М.: АСВ, 2020. – 736 с.
10. Филоненко-Бородич М.М. Теория упругости. – М.: ОГИЗ, 1947. – 300 с.

11. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Госстройиздат, 1953. – 628 с.
12. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – М.: Госстройиздат, 1954. – 56 с.
13. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. – М.: Физматгиз, 1960. – 491 с.
14. Пискунов В.Г., Федоренко Ю.М. Динамический метод контроля состояния слоистых плит на упругом основании // Архитектура и строительство Белоруси. – 1994. – № 5-6. – С. 10–22.
15. Медников И.А. Коэффициенты постели линейнодеформируемого многослойного основания // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 4. – С. 10–12.
16. Шашкин К.Г. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и конструкций сооружения // Развитие городов и геотехническое строительство. – 1999. – № 1. – С. 1–7.
17. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1983. – 144 с.
18. Тяпин А.Г. Моделирование свайного поля в расчетах на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. – № 2. – С. 23–26.
19. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S. Genetically nonlinear combined model of pile field under dynamic impacts // Journal of Physics: Conference Series: 2, 26–28 May. – Perm, 2021. – P. 012013. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012013
20. Voskresenskiy M., Mikhaylov V., Pakhmurin O. Modelling and validation of dynamic parameters and material heterogeneous damping properties of foundation structures and subsoils // EPJ Web Conf. – Tomsk, 2019. – Vol. 221. DOI: 10.1051/epjconf/201922101008
21. Nuzhdin L., Mikhaylov V., Voskresenskiy M. Methods for subsoil modelling under dynamic impacts and multicomponent damping in SCAD FEA software with geophysical monitoring // Modelling and Methods of Structural Analysis. J. Phys.: Conf. Ser. 1. November, 2019. – Moscow, 2020. DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012096
22. Ponomarev A.B., Sychkina E.N. Verification of the Results of Numerical and Analytical Estimates of the Settling of a Single Pile in Argillite-Like Clay // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2016. – № 53 (2). – P. 78–81. DOI: 10.1007/s11204-016-9368-6
23. Ponomaryov A.B., Sychkina E.N. Effect of soil compaction around driven pile and prediction of pile settlement on claystones // Proceedings of the ECSMGE 2019, 1–7 September. – Reykjavik, 2019. DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-0069
24. Ponomarev A.B., Akbulyakova E.N., Ofrichter Y.V. Prediction of bearing capacity of driven piles in semi-rocky soils // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2020. – № 57 (2). – P. 133–138. DOI: 10.1007/s11204-020-09648-1

References

1. Mangushev R.A., Sakharov I.I. Mekhanika gruntov [Soil mechanics]. Moscow, ASV, 2020, 294 p.
2. Тяпин А.Г. Sovremennyye normativnyye podkhody k raschetu otvetstvennykh sooruzheniy na seysmicheskiye vozdeystviya [Modern regulatory approaches to the calculation of essential structures for seismic effects]. Moscow, ASV, 2018, 517 p.

3. Xu J et.al. Finite element models for computing seismic induced soil pressures on deeply embedded nuclear power plant structures. *Proc.eedings ASME*, 26 June 2006. – 2006.
4. Lysmer J. [et al.]. SASSI – A computer system for dynamic soil-structure interaction analysis. Report No. UCB IGT/81-02. University of California, Berkley, 1981, pp. 59.
5. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S., Yankovskaya I.D. On criterion for considering dynamic Soil-Structure Interaction effects. *Proceedings of the GFAC*, 06–08 February 2019. Saint Petersburg, 2019, pp. 210-215. DOI 10.1201/9780429058882-41.
6. Nuzhdin L., Mikhaylov V., Yankovskaya I. Numerical analysis in SCAD Office of the soil-structure interaction importance. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 01–08 June 2018. Novosibirsk, 2018, no. 012023. DOI 10.1088/1757-899X/456/1/012023.
7. Tyapin A.G., Toporkov A.S., Mikhailov V.S. Primeneniye kombinirovannogo asimptoticheskogo metoda dlya rascheta vysotnogo zdaniya na seysmicheskoye vozdeystviye [Application of the combined asymptotic method for calculating a high-rise building on seismic impact]. *Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy*, 2018, No. 4, pp. 32-43.
8. Anderson D.G., Tang Y. K. Summary of soil characterization program for the Lotung large-scale seismic experiment. *Proceedings EPRI/NRC/TPC Workshop on Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Techniques Using Data from Lotung*, Taiwan EPRI NP-6154, 1989, vol. 1, pp. 4.1–4.20.
9. Perelmuter A.V. Raschetnyye modeli sooruzheniy i vozmozhnost' ikh analiza [Calculation models of structures and the possibility of their analysis]. Moscow, ASV, 2020, 736 p.
10. Filonenko-Borodich M.M. Theory of elasticity. Moscow, OGIZ, 1947, 300 p.
11. Gorbunov-Posadov M.I Raschet konstruksiy na uprugom osnovanii [Calculation of structures on an elastic foundation]. Moscow, Gosstroyizdat, 1953, 628 p.
12. Pasternak P.L. Osnovy novogo metoda rascheta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoshchi dvukh koeffitsiyentov posteli [Fundamentals of a new method for calculating foundations on an elastic foundation]. Moscow, Gosstroyizdat, 1954, 56 p.
13. Vlasov V.Z., Leontiev N.N. Balki, plity i obolochki na uprugom osnovanii [Beams, plates and shells on an elastic foundation]. Moscow, Fizmatgiz, 1960, 491 p.
14. Piskunov V.G., Fedorenko Yu.M. Dinamicheskii metod kontrolya sostoyaniya sloistyx plit na uprugom osnovanii [Dynamic method for monitoring the state of layered plates on an elastic foundation]. *Arkhitektura i stroitel'stvo Belorusi*, 1994, no. 5-6., pp. 10-22.
15. Mednikov I.A. Koeffitsiyenty posteli lineynodeformiruyemogo mnogoslonoynogo osnovaniya [Coefficients of the bed of a linearly deformable multilayer base]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1967, no. 4, pp. 10 - 12.
16. Shashkin K.G. Ispol'zovaniye uproshchennykh modeley osnovaniya dlya resheniya zadach sovместnogo rascheta osnovaniya i konstruksiy sooruzheniya [The use of simplified foundation models for solving problems of joint calculation of the foundation and structures]. *Razvitiye gorodov i geotekhnicheskoye stroitel'stvo*, 1999, no. 1, pp. 1-7.
17. Ilyichev V.A., Mongolov Yu.V., Shaevich V.M. Pile foundations in seismic regions [Svaynyye fundamenty v seysmicheskikh rayonakh]. Moscow, Sroyizdat, 1983, 144 p.
18. Tyapin A.G. Modelirovaniye svaynogo polya v raschetakh na seysmicheskiye vozdeystviya [Modeling of a pile field in calculations for seismic]. *Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy*, 2000, no. 2, pp.23-26.
19. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S. Genetically nonlinear combined model of pile field under dynamic impacts. *Journal of Physics: Conference Series: 2*, 26–28 May 2021. Perm, 2021, no. 012013. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012013

20. Voskresenskiy M., Mikhaylov V., Pakhmurin O. Modelling and validation of dynamic parameters and material heterogeneous damping properties of foundation structures and subsoils. *EPJ Web Conf.* Tomsk, 2019, vol. 221. DOI:10.1051/epjconf/201922101008

21. Nuzhdin L., Mikhaylov V., Voskresenskiy M. Methods for subsoil modelling under dynamic impacts and multicomponent damping in SCAD FEA software with geophysical monitoring. Modelling and Methods of Structural Analysis. *J. Phys.: Conf. Ser.* 1. November 2019. Moscow, 2020. DOI:10.1088/1742-6596/1425/1/012096

22. Ponomarev A.B., Sychkina E.N. Verification of the results of numerical and analytical estimates of the settling of a single pile in argillite-like clay. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2016, no. 53 (2), pp. 78-81. DOI: 10.1007/s11204-016-9368-6

23. Ponomaryov A.B., Sychkina E.N. Effect of soil compaction around driven pile and prediction of pile settlement on claystones. *Proceedings of the EC SMGE*, 1-7 September 2019. Reykjavik, 2019. DOI: 10.32075/17EC SMGE-2019-0069

24. Ponomarev A.B., Akbulyakova E.N., Ofrichter Y.V. Prediction of bearing capacity of driven piles in semi-rocky soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2020, no. 57 (2), pp. 133-138. DOI: 10.1007/s11204-020-09648-1