ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04 DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-2-145-161

С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ,
Томский государственный архитектурно-строительный университет

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА С ПЛИТНЫМ РОСТВЕРКОМ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ НЕДОПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Объектом исследования является свайный фундамент с плитным ростверком в виде монолитной фундаментной плиты (МФП) толщиной 180 см высотного 25-этажного здания, выполненного из монолитного железобетонного каркаса.

При устройстве свайного фундамента отдельные сваи оказались недопогруженными до проектных отметок. В связи с этим возникла необходимость установить причины недопогружения свай, их несущую способность с учетом уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай и возможность использования недопогруженных свай при дальнейшем возведении здания.

После изучения материалов инженерно-геологических изысканий, анализа залегания, состава и физико-механических свойств грунтов, исследования свайного поля было выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком в ПВК MicroFe с разработкой расчетной модели системы «основание – фундамент – здание».

В уплотненном состоянии грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай, при фактической глубине погружения свай для свайного фундамента с плитным ростверком, выполняются условия по первой и по второй группам предельных состояний.

Ключевые слова: свайный фундамент с плитным ростверком; недопогружение свай; уплотнение грунта; моделирование; расчетная модель; расчетная схема.

Для цитирования: Ющубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком высотного здания с учетом недопогружения свай // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. Т. 22. № 2. С. 145–161.
DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-2-145-161

© Ющубе С.В., Подшивалов И.И., 2020

S.V. YUSHCHUBE, I.I. PODSHIVALOV,
Tomsk State University of Architecture and Building

MODELING OF STRESS-STRAIN STATE OF HIGH-RISE BUILDING PILE RAFT FOUNDATION WITH INCOMPLETE PILE INSTALLATION

The object of the study is a pile-raft foundation or mat foundation 180 cm thick of a 25-storey building made of a reinforced concrete frame. When constructing a pile foundation, some of piles are not completely sank down to the reference points. In this connection, it is necessary to identify the reasons and load-bearing capacity of piles, given the soil compaction between piles and under their tips and the possibility of using such piles for further building construction.

After studying the materials of soil investigation, the analysis of occurrence, composition, physical-mechanical properties of soils, and the pile field, the stress-strain state model is developed for the pile-raft foundation using the MicroFe software application with the development of design model for the foundation-base-building system.

In the compacted soil state between the piles and under the pile tips, the conditions of the ultimate and service limit states are met at the actual depth of pile sinking for the raft foundation.

Keywords: pile raft foundation; incomplete pile installation; soil compaction; modelling; design model; design diagram.

For citation: Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya svainogo fundamenta s plitnym rostverkom vysotnogo zdaniya s uchetom nedopogruzheniya svai [Modeling of stress-strain state of high-rise building pile raft foundation with incomplete pile installation]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2020. V. 22. No. 2. Pp. 145–161.
DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-2-145-161

При устройстве свайного фундамента высотного 25-этажного здания часть свай оказалась недопогруженной до проектных отметок. В этой связи возникла необходимость установить причины недопогружения свай, их несущую способность с учетом уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай и возможность использования недопогруженных свай при дальнейшем возведении здания.

В соответствии с поставленной задачей были изучены материалы инженерно-геологических изысканий, проанализированы условия залегания, состав и физико-механические свойства грунтов, план фактически погруженных свай, журналы их забивки, а также материалы испытаний контрольных свай статическими вдавливающими нагрузками, выполненных перед массовым погружением свай.

Решение осуществлено моделированием напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком с разработкой расчетной модели системы «основание – фундамент – здание» с учетом количественной оценки степени уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай, а также несущей способности свай, в том числе с учетом уплотнения грунта.

Рассматриваемая площадка расположена в северо-восточной части г. Томска в пределах Томь-Яйского водораздела. На данной площадке инженерно-геологический разрез изучен до глубины 43,0 м (рис. 1).

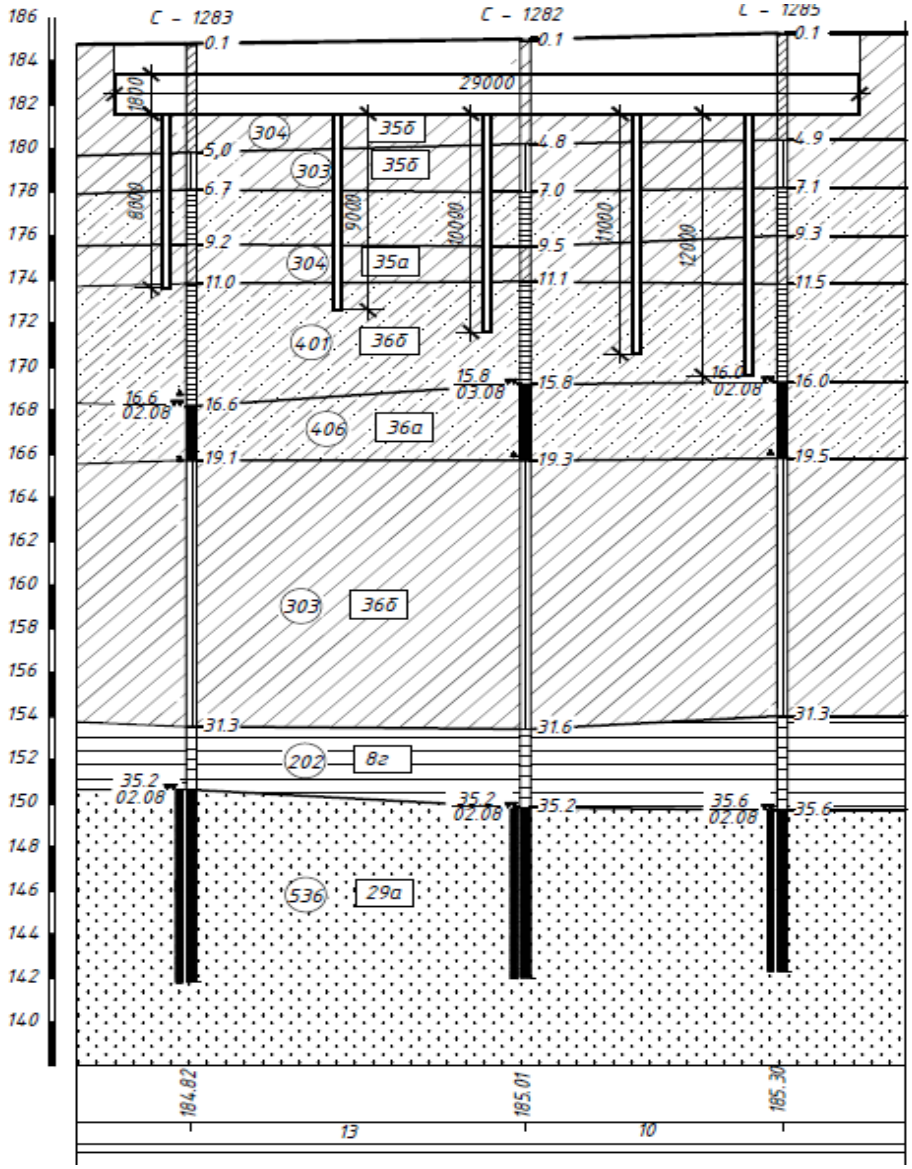


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез

Верхнюю часть разреза до глубины 6,7–7,3 м слагают аллювиально-озерные суглинки мягкопластичной и тугопластичной консистенций. Ниже до глубины 19,1–19,5 м залегают супеси, которые в интервале 9,1–11,2 м содержат прослой суглинка мягкопластичного. До глубины 16,0–16,4 м супеси имеют твердую консистенцию, ниже – до глубины 19,2–19,5 м – текучую консистенцию. Далее с глубины 19,2–19,5 м и до 31,3–31,8 м залегают суглинки тугопластичные с тонкими прослоями и линзами супеси и песка мелкого. Ниже, в интервале 31,3–34,2 м залегает глина зеленовато-серого цвета полутвердой консистенции. С глубины 34,2 до 43,0 м расположены пески средние, обводненные.

В пределах разреза выделено два водоносных горизонта. Верхний водоносный горизонт залегает в интервале 16,6–19,2 м, а нижний – от 34,2 до 43,0 м и ниже. Водовмещающими слоями для верхнего водоносного горизонта являются супеси текучие, а для нижнего – пески средние водонасыщенные. Подземные воды порово-пластового типа, безнапорные. Питание их осуществляется за счет атмосферных осадков. Область разгрузки находится за пределами площадки.

Анализ изменения физико-механических свойств инженерно-геологических элементов (ИГЭ) для суглинков, супесей и глин показывает, что они имеют различную степень уплотнения, показателями которой являются плотность сухого (скелета) грунта ρ_d и коэффициент пористости (e). Для суглинка мягкопластичного (ИГЭ-304) ρ_d изменяется от 1,47 до 1,66 г/см^3, e – от 0,63 до 0,82. Для суглинка тугопластичной консистенции (ИГЭ-303) ρ_d изменяется от 1,42 до 1,75 г/см^3, e – от 0,55 до 0,88. Супесь текучей консистенции (ИГЭ-406) имеет разброс значений ρ_d от 1,53 до 1,72 г/см^3, e – от 0,57 до 0,76. Супесь твердой консистенции (ИГЭ-401) имеет разброс значений по ρ_d от 1,53 до 1,91 г/см^3, а по e – от 0,41 до 0,77. Для глин полутвердой консистенции (ИГЭ-202) ρ_d колеблется от 1,59 до 1,74 г/см^3, e – от 0,57 до 0,65.

В пределах разреза выделено два водоносных горизонта. Верхний водоносный горизонт залегает в интервале 16,6–19,2 м, а нижний – от 34,2 до 43,0 м и ниже. Водовмещающими слоями для верхнего водоносного горизонта являются супеси текучие, а для нижнего – пески средние водонасыщенные. Подземные воды порово-пластового типа, безнапорные. Питание их осуществляется за счет атмосферных осадков. Область разгрузки находится за пределами площадки.

Анализ изменения физико-механических свойств инженерно-геологических элементов для суглинков, супесей и глин показывает, что они имеют различную степень уплотнения, показателями которой являются плотность сухого (скелета) грунта ρ_d и коэффициент пористости (e). Для суглинка мягкопластичного (ИГЭ-304) ρ_d изменяется от 1,47 до 1,66 г/см^3, e – от 0,63 до 0,82. Для суглинка тугопластичной консистенции (ИГЭ-303) ρ_d изменяется от 1,42 до 1,75 г/см^3, e – от 0,55 до 0,88. Супесь текучей консистенции (ИГЭ-406) имеет разброс значений ρ_d от 1,53 до 1,72 г/см^3, e – от 0,57 до 0,76. Супесь твердой консистенции (ИГЭ-401) имеет разброс значений по ρ_d от 1,53 до 1,91 г/см^3, а по e – от 0,41 до 0,77. Для глин полутвердой консистенции (ИГЭ-202) ρ_d колеблется от 1,59 до 1,74 г/см^3, e – от 0,57 до 0,65.

Как видно из приведенных минимальных и максимальных значений показателей плотности сухого грунта и коэффициента пористости, изученная толща по этим показателям неоднородна и характеризуется чередованием уплотненных и недоуплотненных зон, образовавшихся в процессе формирования отложений в условиях фильтрационной (нормального оттока поровой воды) и нефильтрационной (затрудненного оттока) консолидации грунтов.

Использование методов математической статистики, при обработке частных значений показателей свойств грунтов, способствует сглаживанию и усреднению их неоднородности. Результатом такой обработки является получение нормативных и расчетных показателей для выделенных инженерно-

геологических элементов. Усредненные значения показателей свойств грунтов и их расчетные значения используются при проектировании фундаментов. При этом практически не учитывается степень уплотнения грунтов в межсвайном пространстве.

При забивке свай происходит уплотнение грунта за счет внедрения в массив дополнительного объема. При этом считается, что зона уплотнения грунта вокруг сваи составляет примерно полтора ее диаметра, а за пределами зоны уплотнение грунта незначительно, и им можно пренебречь. Однако граница зоны уплотнения грунта может достигать 6–7 диаметров свай. При забивке второй и последующих свай на расстоянии 3–4 диаметров плотность грунтов постепенно увеличивается, что приводит к тому, что последующие сваи забиваются с большими усилиями, чем предыдущие, а в ряде случаев сваи становятся недопогруженными до проектных отметок.

Забивка свай сопровождается уплотнением грунтов, отжатием поровой воды, изменением порового пространства и ориентировки частиц грунта. В свою очередь, увеличение плотности скелета и уменьшение коэффициента пористости способствуют снижению первичной влажности и переходу, например, глинистых грунтов, в более низкую категорию по показателю текучести (из мягкопластичной в полутвердую). При массовой забивке свай в котловане степень уплотнения грунтов достигает максимальных значений. При этом резко уменьшается влажность грунтов, и они переходят в разряд твердых или полутвердых по показателю текучести.

Для решения поставленной задачи о причинах недопогружения свай и оценке их несущей способности были использованы теоретические разработки в области теории гравитационного уплотнения горных пород [1], согласно которым масса грунта при его уплотнении остается постоянной, изменяется только его объем. Учитывая, что нормативная плотность частиц грунта ρ_s при уплотнении грунта не меняется и является его константой, то, определив плотность скелета грунта после погружения свай, можно вычислить влажность, коэффициент пористости, показатель текучести и другие показатели грунта. Основные результаты расчета показателей свойств грунтов, выполненного автором [1], приведены в табл. 1. Как видно из данных табл.1, природные суглинки мягкопластичные (ИГЭ-304) и тугопластичные (ИГЭ-303) приобрели после забивки свай твердое состояние и повышенные прочностные и деформационные характеристики.

Результаты расчета несущей способности свай длиной погружения 8, 9, 10, 11 и 12 м в грунтах природного состояния и с учетом их уплотнения в сравнении с результатами статического зондирования приведены в табл. 2. Результаты расчета имеют хорошую сходимость с данными статического зондирования.

Из анализа результатов забивки свай следует, что все сваи в конце забивки независимо от их глубины погружения имели примерно одинаковые отказы. Следовательно, можно полагать, что и их несущая способность для дальнейших расчетов с учетом уплотнения грунтов может быть принята одинаковая и независящая от их фактической глубины погружения. Так максимальная расчетная нагрузка на сваю в грунтах природного сложения принята $N_{\text{р пр.гр}}$ = 474,5 кН, в уплотненных – $N_{\text{р упл.гр}}$ = 648,0 кН.

Таблица 1

Основные физико-механические свойства грунтов до и после забивки свай

№ п/п	№ ИГЭ	Разновидность грунта	Мощность слоя, м	Плотность скелета, г/см^3	Коэффициент пористости	Показатель текучести	Удельное сцепление, кПА	Угол внутреннего трения, град.	Модуль общей деформации, МПа
1	304	Суглинок мягкопластичный	2,8	1,570/ 1,719	0,720/ 0,576	0,60/ < 0	20,0/ 37,0	18,0/ 28,0	13,0/ 28,0
2	303	Суглинок тугопластичный	2,1	1,570/ 1,719	0,726/ 0,576	0,37/ < 0	30,9/ 37,0	20,1/ 28,0	21,8/ 28,0
4	401	Супесь твердая	7,1	1,740/ 1,853	0,550/ 0,457	< 0/ < 0	16,8/ 21,0	26,3/ 36,0	24,7/ 36,0

Примечание. Приведены свойства: в числителе – до, в знаменателе – после забивки свай.

Таблица 2

Результаты определения несущей способности свай с различной глубиной погружения

№ п/п	Способ определения	Параметры сваи, кН	Длина погружения сваи, м				
			8	9	10	11	12
1	Расчет одиночной сваи	Несущая способность	–/656,57	–/715,85	–/775,13	–/834,41	664,32/ 907,19
2		Расчетная нагрузка	–/468,99	–/511,32	–/553,66	–/596,00	474,51/ 648,00
3	Статическое зондирование	Несущая способность	700	722	744	766	790
4		Расчетная нагрузка	560	580	600	620	630

Примечание. Приведены результаты расчета: в числителе – в природном состоянии грунтов, в знаменателе – в уплотненных грунтах

Моделирование взаимодействия надземных конструкций и свайных фундаментов с грунтовым основанием, анализ распределения нагрузки между сваями в настоящее время является достаточно актуальным [2, 3]. В качестве основных критериев рассматривается не только несущая способность одиночной сваи, но и деформации (осадки) здания в целом [4, 5]. По [6–8], в соответствии с результатами мониторинга высотных зданий и выполненного моделирования их напряженно-деформированного состояния, распределение усилий между

сваями в свайном фундаменте рекомендуется определять на основании расчетов в объемной постановке системы «основание – фундамент – здание».

Расчетная модель, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния строительных конструкций и фундаментов [9, 10]. Верифицированный ПВК MicroFe [11] позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание».

На основании выполненных исследований по изменению физико-механических характеристик грунтов в процессе забивки свай, а также полученных результатов по определению несущей способности и допустимой расчетной нагрузки на сваи различной длины, в расчетной модели ПВК MicroFe были разработаны три расчетные схемы:

– расчетная схема № 1, в которой была принята фактическая длина погружения свай по данным журнала забивки свай, состояние грунтов природное;

– расчетная схема № 2, в которой использовалась фактическая длина погружения свай, состояние грунтов природное, сваи в грунте работают по конструктивно нелинейной схеме с ограничением допускаемой расчетной нагрузки;

– расчетная схема № 3, где приняты исходные данные такие же, как и в расчетной схеме № 2, за исключением того, что вместо природного состояния грунта в межсвайном пространстве и под острием свай принято его упрочненное состояние после забивки свай.

Во всех расчетных схемах деформации грунтов и свай в грунтах линейные.

25-этажное высотное каркасное здание размером в плане по осям 29,6×29,0 м высотой 79,94 м с подвалом и техническим этажом имеет систему монолитных железобетонных колонн и диафрагм жесткости, а также лифтовую шахту, являющуюся ядром жесткости каркаса. Элементы каркаса представляют собой колонны Г-образного и прямоугольного сечений с толщиной стенки 20 см на нижних 12 этажах, вышерасположенные колонны квадратного сечения 40×40 см, диафрагмы жесткости и стены лифтовой шахты имеют толщину 20 см. Класс бетона элементов каркаса – В30. Несущие элементы перекрытий и покрытия – сборно-монолитные ригели по системе «Рекон» с жестким сопряжением с колоннами и с заполнением в пределах ячейки из сборных железобетонных многопустотных плит толщиной 220 мм.

Фундамент – плоская МФП толщиной 180 см размером в плане по осям 29,6×29,0 м на забивных сваях сечением 30×30 см с погружением в грунт от 8 до 12 м. Под МФП устроена бетонная подготовка толщиной 150 мм. Отпор под МФП отсутствует.

Геометрическая неизменяемость каркаса здания обеспечивается образованием жесткого соединения колонн с МФП, жесткого сопряжения колонн с ригелями, монолитными диафрагмами жесткости, стенами подвала и горизонтальными дисками перекрытий.

В расчетной модели железобетонные монолитные стены, стены-колонны, диафрагмы жесткости, диски перекрытий и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны и сваи моделировались конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание

под ростверком принималось в виде семислойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Сопряжение свай с МФП жесткое. Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель высотного здания дана на рис. 2.

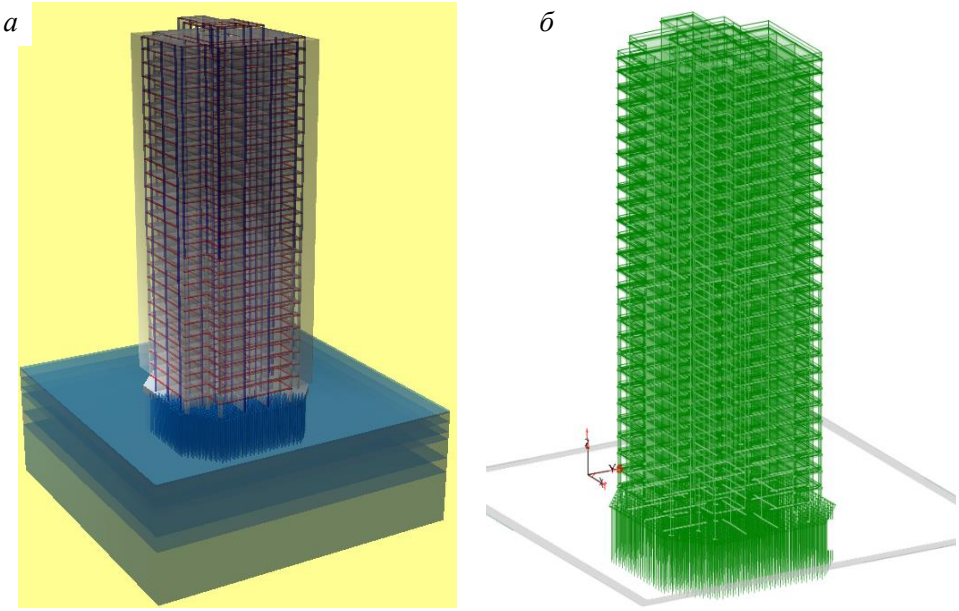


Рис. 2. Конструктивная *(а)* и расчетная *(б)* конечно-элементные модели

Расчет проводился в такой последовательности:

1. На первом этапе в расчетной схеме № 1 при фактической длине погружения свай и природном состоянии грунтов в линейной постановке были определены продольные усилия и вертикальные перемещения свай, максимальные значения которых составили $N_{max}^{рс№1} = 642{,}9$ кН и и $f_{max}^{рс№1} = 203{,}2$ мм (рис. 3, 4), что превысило допускаемую расчетную нагрузку на сваи в природном состоянии грунта $N_{р\ пр.\ гр} = 474{,}5$ кН и предельные осадки основания фундамента $s_u^{max} = 150 \cdot 1{,}2 = 180$ мм. При превышении величины продольных усилий в сваях расчетного значения скорость вертикального перемещения сваи увеличивается, она становится более податливой и практически перестает воспринимать дополнительную нагрузку, превышающую расчетную величину в системе «свая – ростверк». Таким образом, в высотных зданиях, где наибольшие продольные усилия в сваях, как правило, превышают расчетную нагрузку, линейный статический расчет приводит к некорректному результату [12].

2. На втором этапе в расчетной схеме № 2 вводилось ограничение по величине предельной нагрузки на сваи, равной расчетному значению $N_{р\ пр.гр} = 474{,}5$ кН. В этом случае расчет проводился с учетом конструктивной нелинейности с односторонними связями с изменяющейся жесткостью между стержневыми элементами сваи и объемными элементами грунта. Односторонние связи по контакту свай с грунтом допускают вертикальные перемещения свай только вниз.

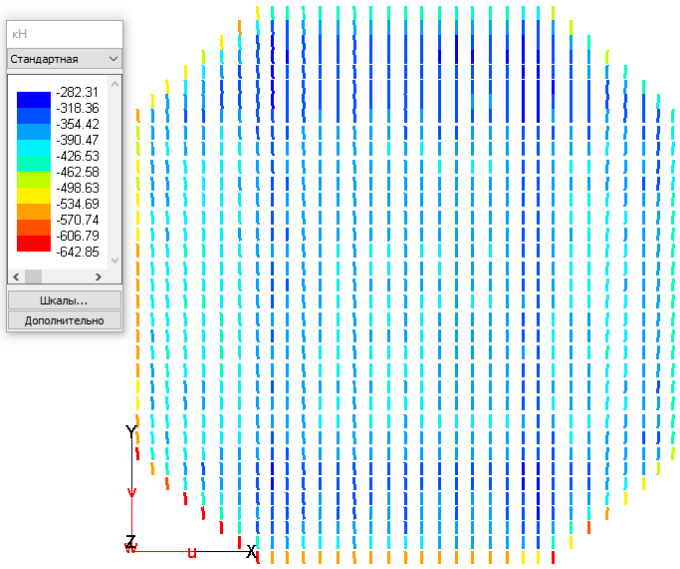


Рис. 3. Продольные усилия в сваях в расчетной схеме № 1

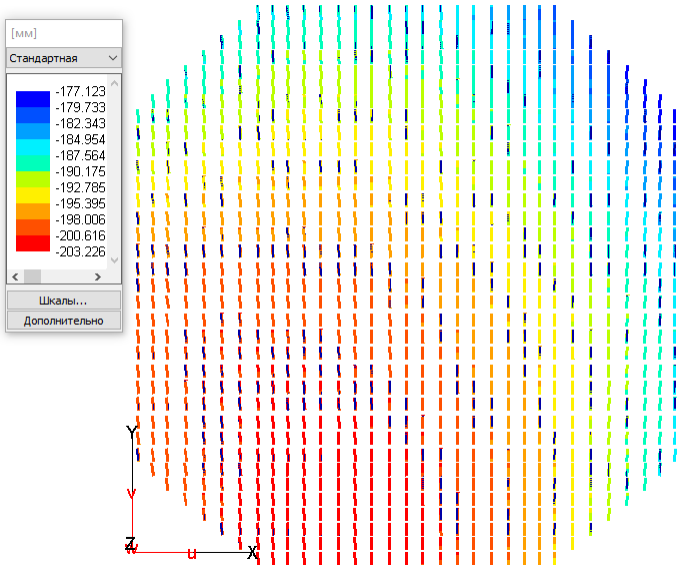


Рис. 4. Вертикальные перемещения свай в расчетной схеме № 1

При превышении ограничения величины предельной нагрузки на сваи меняется жесткость этих односторонних связей, после чего расчет проводится для новой схемы. В протоколе статического анализа было выполнено пять нелинейных итераций при точности 0,001. Данный подход позволяет получить более равномерные и правдоподобные продольные усилия в сваях (рис. 5). Таким образом, в расчетной схеме № 2 условие по первой группе предельных состояний выполняется. В то же время в природном состоянии грунтов условие во второй группе

предельных состояний не выполняется, т. к. максимальные вертикальные перемещения свай $f_{max}^{рс№2} = 203{,}8$ мм (рис. 6) превысили предельные осадки основания фундамента $s_u^{max} = 180$ мм.

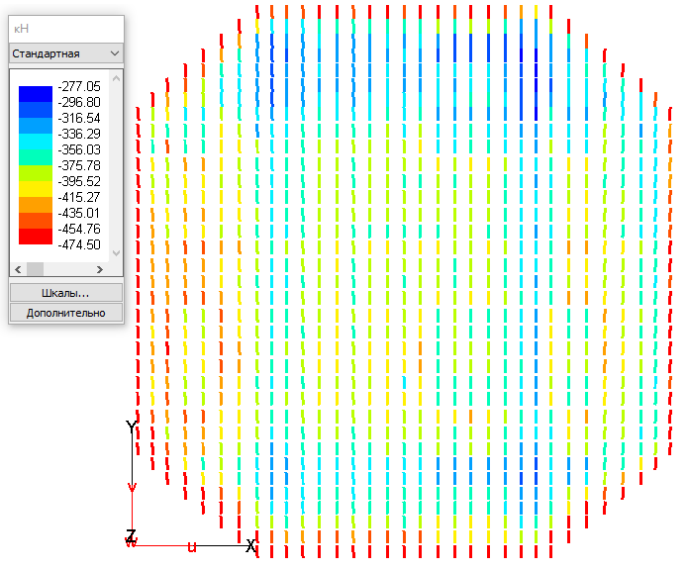


Рис. 5. Продольные усилия в сваях в расчетной схеме № 2

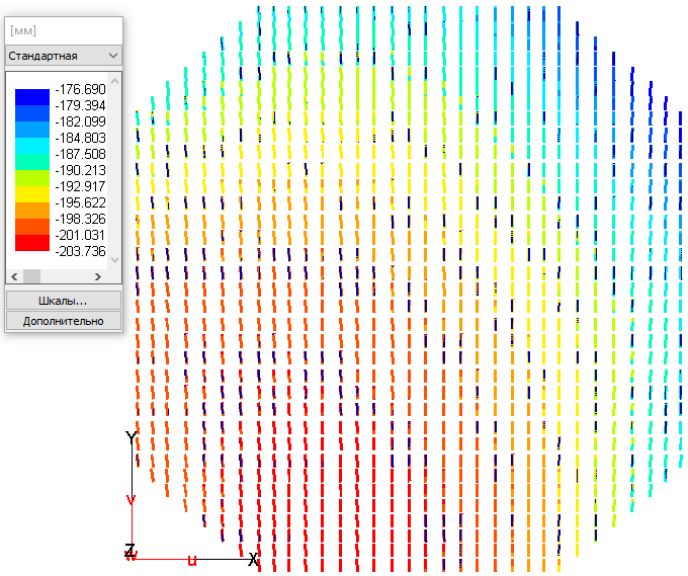


Рис. 6. Вертикальные перемещения свай в расчетной схеме № 2

На третьем этапе в расчетной схеме № 3 при уплотненном состоянии грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай величина допускаемой расчетной нагрузки на сваи увеличилась по сравнению с природным состоянием грунтов до значения $N_{р\ упл.\ гр} = 648{,}0$ кН. Расчет проводился в условиях

линейной работы свай в грунте (рис. 7), т. к. наибольшее продольное усилие в крайней свае $N_{\text{max. упл. гр}}$ = 586,0 кН не достигло допускаемой расчетной нагрузки на сваи $N_{\text{р упл. гр}}$ = 648,0 кН. Анализ полученных результатов показал, что в уплотненном состоянии грунтов условие во второй группе предельных состояний выполняется, в этом случае максимальные вертикальные перемещения свай $f_{\max}^{\text{рс№3}}$ = 165,4 мм не превысили предельные осадки основания фундамента $s_u^{\max}$ = 180 мм (рис. 8).

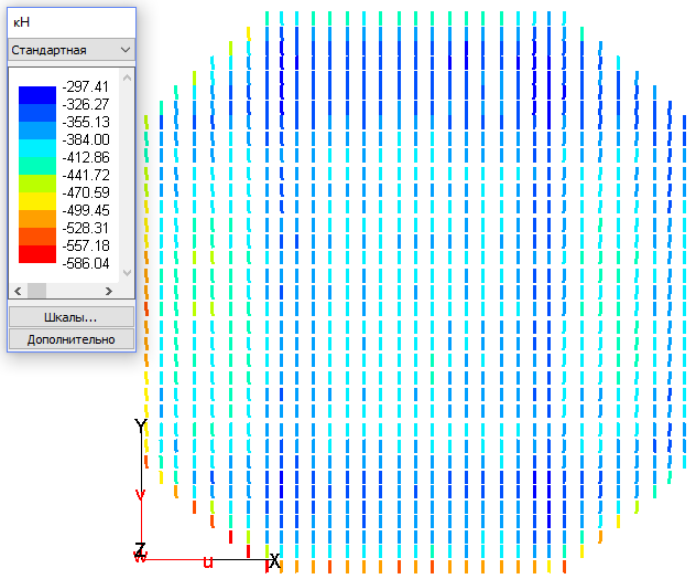


Рис. 7. Продольные усилия в сваях в расчетной схеме № 3

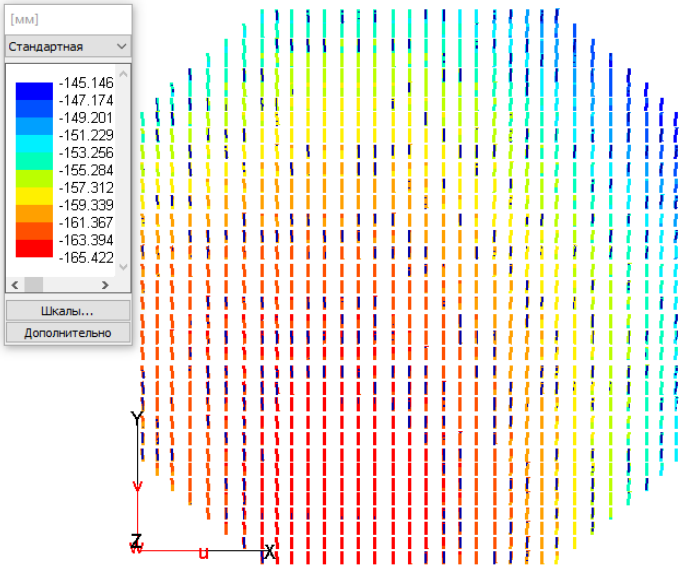


Рис. 8. Вертикальные перемещения свай в расчетной схеме № 3

Относительная разность вертикальных перемещений свайно-грунтового основания составила 0,0007, что меньше предельно допустимого значения относительной разности осадок [0,003].

В расчетной модели контур рассматриваемого грунтового массива выходит за габариты МФП на 20 м (двойная средняя глубина погружения свай). В расчетной схеме № 3 из анализа полученных значений изополей вертикальных нормальных напряжений (далее напряжения) в грунте по характерным сечениям (рис. 9) можно отметить следующее:

– уровень верха свай на отм. –0,500 от низа МФП. За контуром МФП напряжения изменяются от растягивающих значений 13,29 кН/м^2 до сжимающих значений –5,29 кН/м^2. Под МФП напряжения в грунте только сжимающие, находятся в интервале значений от –5,29 до –61,04 кН/м^2;

– уровень середины свай. За контуром МФП напряжения только сжимающие (кроме угловых зон грунтового массива), их значения находятся в интервале от –0,78 до –54,92 кН/м^2. Под внешним контуром МФП на глубину до 2 м сжимающие напряжения достигают наибольших значений и находятся в интервале от –54,92 до –65,75 кН/м^2. Далее внутри грунтового массива под МФП напряжения практически отсутствуют;

– уровень острия свай. За контуром МФП напряжения изменяются от сжимающих значений –218,96 до растягивающих значений 7,06 кН/м^2 по краю грунтового массива. Внутри межсвайного грунтового пространства, под внешним контуром МФП, сжимающие напряжения достигают максимальных значений и находятся в интервале от –309,37 до –444,98 кН/м^2. В центральной части под МФП напряжения в грунте уменьшаются и находятся в интервале от –218,96 до –309,37 кН/м^2.

Наличие растягивающих напряжений в грунте можно объяснить тем, что в расчетной модели при решении задачи теории упругости объем грунта не меняется, следовательно, если есть сжимающие деформации, то будут и растягивающие деформации, которые вызывают соответствующие напряжения.

Анализ результатов вертикальных перемещений грунтов в основании высотного здания по трем характерным сечениям: уровень верха свай на отм. –0,500 от низа МФП, уровень середины свай, уровень острия свай – показал следующее (рис. 10):

– за внешним контуром грунтового массива диаметром ≈ 70 м возникают вертикальные перемещения: от положительных значений 2,48–3,99 мм (подъем вверх) по периферии до отрицательных значений (осадка) –8,83…–10,28 мм ближе к центру;

– наибольшие вертикальные перемещения появляются в центральной части под МФП и равны –111,42…–124,21 мм с незначительным уменьшением в направлении внешнего контура под МФП со значениями –98,63…–111,42 мм.

Максимальные значения вертикальных перемещений грунтового массива в основании высотного здания составляют 124,21 мм и не превышают предельное значение деформации основания фундаментов для рассматриваемого типа зданий – [180 мм].

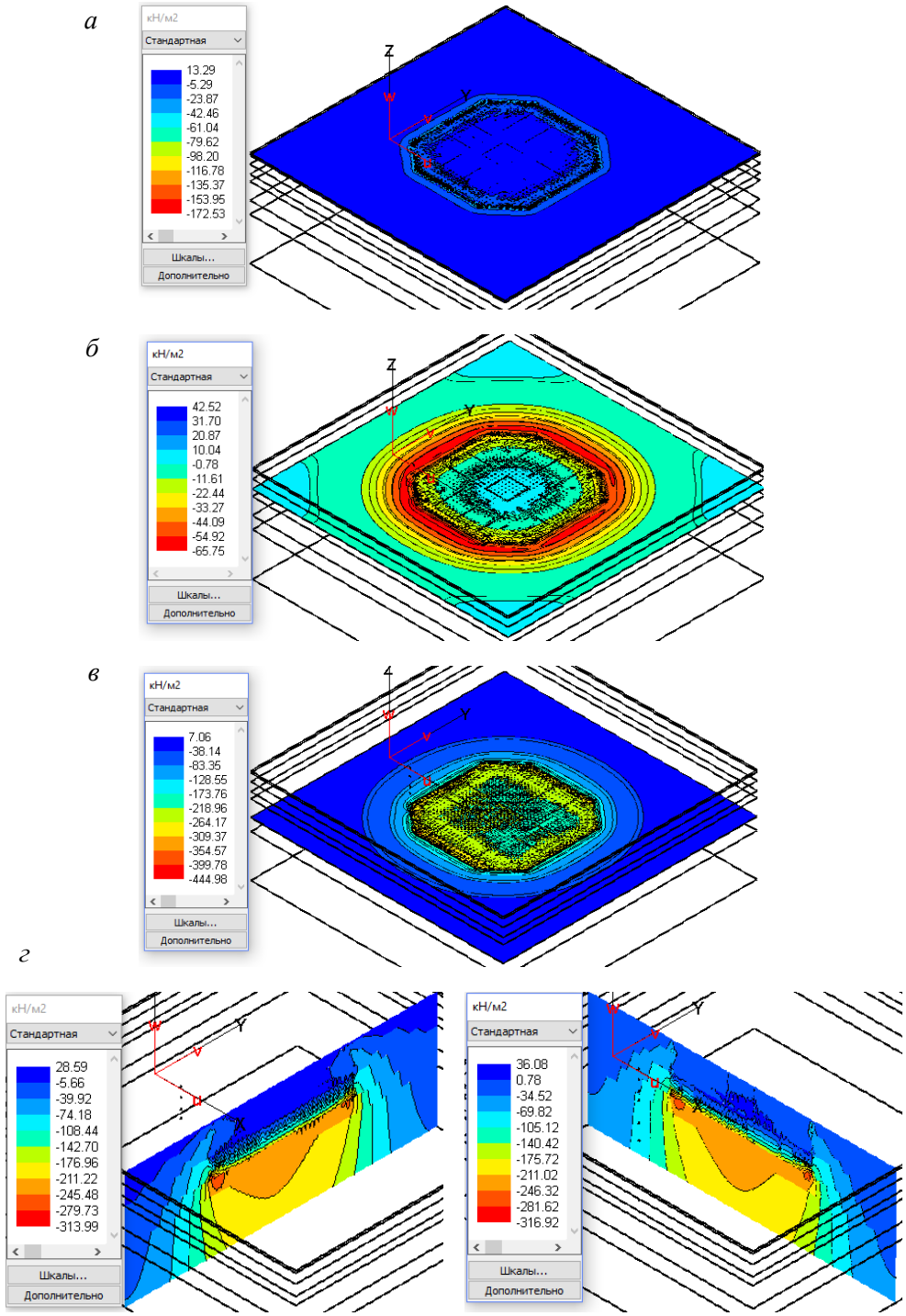


Рис. 9. В расчетной схеме № 3 изополя вертикальных нормальных напряжений в грунте по сечениям:
а, б, в – на уровне верха, середины и острия свай; *г* – в поперечных разрезах

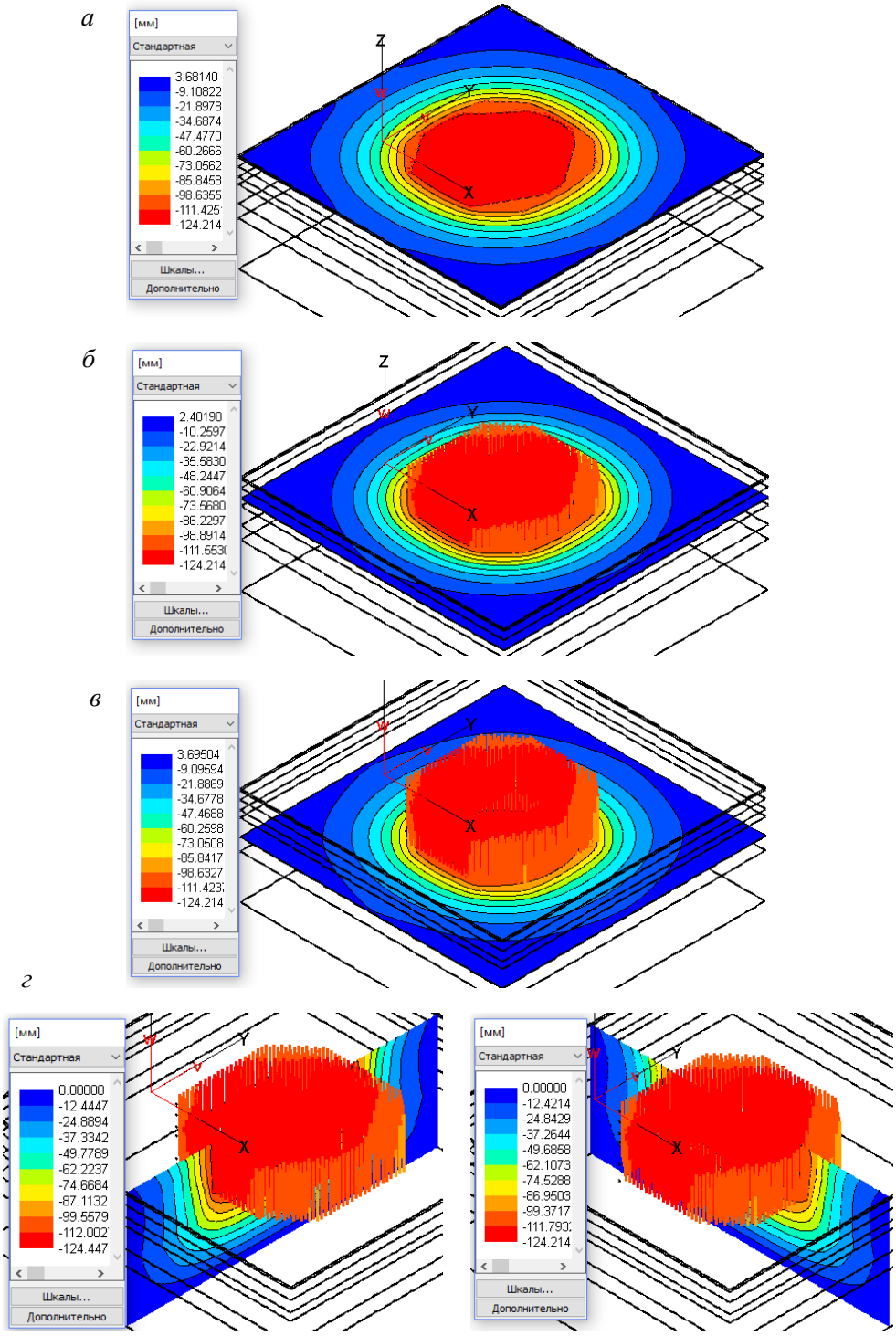


Рис. 10. В расчетной схеме № 3 изополя вертикальных перемещений в грунте по сечениям: *а, б, в* – на уровне верха, середины и острия свай; *г* – в поперечных разрезах

Расчет осадок свайных фундаментов с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно деформируемой среды, по действующим нормам допускается производить при обязательном выполнения условия, обеспечивающего несущую способность свай в составе свайного фундамента. Следовательно, справедливо можно полагать, что при напряжениях в уровне нижних концов свай, не превышающих нормируемого расчетного сопротивления грунта, применение линейной расчетной модели вполне оправданно. В нашем случае расчетное сопротивление твердых супесей под нижним концом забивных свай на глубине 10 м по нормам проектирования значительно больше полученных значений при моделировании.

Основные выводы

1. Решение задачи выполнено моделированием напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком с разработкой расчетной модели системы «основание – фундамент – здание» с учетом количественной оценки степени уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай, а также несущей способности свай, в том числе с учетом уплотнения грунта.

2. Расчетным путем установлено, что при фактической длине погружения свай и природном состоянии грунтов без учета их уплотнения продольные усилия и вертикальные перемещения свай превысили допускаемую расчетную нагрузку на сваи и предельные осадки основания фундамента.

3. В уплотненном состоянии грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай при фактической глубине погружения свай для свайного фундамента с плитным ростверком условия по первой и по второй группам предельных состояний выполняются.

4. Если при моделировании максимальные напряжения под острием свай не превышают нормируемого расчетного сопротивления грунта, то расчеты вполне корректно можно выполнять в линейной постановке.

Библиографический список

1. *Щербак Г.Г.* Теоретические основы гравитационного уплотнения и формирования физико-механических свойств горных пород // РАН. Сергиевские чтения. Вып. 4. Москва : ГНОС, 2002. С. 83–88.
2. *Шашкин В.А.* Эффекты взаимодействия оснований и сооружений // Развитие городов и геотехническое строительство. 2012. № 14. С. 141–167.
3. *Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.* Взаимодействие здания и основания: методика расчета и практическое применение при проектировании / под редакцией В.М. Улицкого. Санкт-Петербург : Стройиздат СПб, 2002. 48 с.
4. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. Москва, 2016. 392 с.
5. *Шулятьев О.А.* Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 202–244.
6. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Кузнецов Е.Н.* О современных проблемах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // II Всерос. (Междунар.) конф. «Бетон и железобетон – пути развития» : научные тр. конф.: в пяти книгах. Т. 1. Пленарные доклады. Москва, 2005. С. 149–166.
7. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26.

8. *Алмазов В.О., Климов А.Н.* Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 102–109.
9. *Нуждин Л.В., Михайлов В.С.* Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD Office // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. № 1. С. 5–18.
10. *Михайлов В.С., Теплых А.В.* Учет характерных особенностей различных моделей основания при расчете взаимного влияния зданий на больших фундаментных плитах с использованием расчетно-аналитической системы SCAD Office // VI Международный симпозиум. Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений. Владивосток, 2016. С. 133–134.
11. *MicroFe-СДК*. Программный комплекс конечно-элементных расчетов пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания // ООО «ТЕХСОФТ». 2015. URL: http://www.tech-soft.ru
12. *Ющубе С.В., Подшивалов И.И., Филиппович А.А., Тряпицин А.Е.* Моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного здания повышенной этажности на свайном фундаменте // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 72–77.

REFERENCES

1. *Shcherbak G.G.* Teoreticheskie osnovy gravitatsionnogo uplotneniya i formirovaniya fiziko-mekhanicheskikh svoistv gornykh porod [Theory of gravitational compaction and formation of physical and mechanical properties of rocks]. In: RAN. Sergievskie chteniya (*Proc. Annu. Sci. Conf.*), Moscow. 2002. No. 4. Pp. 83–88. (rus)
2. *Shashkin V.A.* Effekty vzaimodeistviya osnovanii i sooruzhenii [Interaction between foundations and structures]. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 14. Pp. 141–167. (rus)
3. *Shashkin A.G., Shashkin K.G.* Vzaimodeistvie zdaniya i osnovaniya: metodika rascheta i prakticheskoe primenenie pri proektirovanii [Building and foundation interaction: calculation methodology and practical application in design]. V.M. Ulitskii, ed., St.-Petersburg: Stroiizdat, 2002. 48 p. (rus)
4. *Shulyat'ev O.A.* Osnovaniya i fundamenty vysotnykh zdanii [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow, 2016. 392 p. (rus)
5. *Shulyat'ev O.A.* Fundamenty vysotnykh zdanii [Foundations of high-rise buildings]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014. No. 4. Pp. 202–244. (rus)
6. *Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N.* O sovremennykh problemakh rascheta vysotnykh zdanii iz monolitnogo zhelezobetona [Modern problems of structural analysis of high-rise building of insitu reinforced concrete]. In: II Vseros. (Mezhdunar.) konf. “Beton i zhelezobeton – puti razvitiya”, v pyati knigakh. (*Proc. 2nd Int. Sci. Conf. ‘Concrete and Reinforced Concrete - Glance at Future’*), in 5 vol., Moscow, 2005. V. 1. Pp. 149–166. (rus)
7. *Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G.* Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktsii [Consideration of changes in design diagram in structural analysis]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)
8. *Almazov V.O., Klimov A.N.* Eksperimental'noe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya konstruktsii vysotnogo zdaniya [Experimental investigation of stress-strain state of high-rise buildings]. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 10. Pp. 102–109. (rus)
9. *Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S.* Chislennoe modelirovanie svainykh fundamentov v raschetno-analiticheskom komplekse SCAD Office [Creation of solid 3D CAD pile foundations in SCAD software]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2018. No. 1. Pp. 5–18. (rus)
10. *Mikhailov V.S., Teplykh A.V.* Uchet kharakternykh osobennostei razlichnykh modelei osnovaniya pri raschete vzaimnogo vliyaniya zdanii na bol'shikh fundamentnykh plitakh s ispol'zovaniem raschetno-analiticheskoi sistemy SCAD Office [Allowing for characteristics of various design models in calculating mutual influence of buildings on pile-raft foundation in SCAD software]. In: VI Mezhdunarodnyi simpozium. Aktual'nye problemy komp'yuternogo modelirovaniya konstruktsii i sooruzhenii (*Proc. 6th Int. Sci. Symp. ‘Relevant Computer Modeling Problems of Structures’*).Vladivostok, 2016. Pp. 133–134. (rus)

11. MicroFe-SDK. Programmnyi kompleks konechno-elementnykh raschetov prostranstvennykh konstruktsii na prochnost', ustoichivost' i kolebaniya [MicroFe-SDC software application for finite-element strength, stability and vabration analyses]. 2015. Available: www.tech-soft.ru (rus)
12. *Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Filippovich A.A., Tryapitsin A.E.* Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na svainom fundamente [Stress-strain state modeling of high-rise brick building on pile foundation]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2018. No. 4 (69). Pp. 72–77. (rus)

Сведения об авторах

Ющубе Сергей Васильевич, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, s v@tsuab.ru

Подшивалов Иван Иванович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, ivanpodchivalov@list.ru

Authors Details

Sergei V. Yushchube, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia; sv@tsuab.ru

Ivan I. Podshivalov, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia; ivanpodchivalov@list.ru