

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-118-132

С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ,

Томский государственный архитектурно-строительный университет

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ КИРПИЧНОГО ЗДАНИЯ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ НА МОНОЛИТНОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЕ

Определение податливости монолитных фундаментных плит на естественном основании является весьма актуальной задачей при расчете кирпичных зданий повышенной этажности точечного типа с пространственной перекрестно-стеновой конструктивной системой. При неупругой работе грунта по контуру монолитной фундаментной плиты допускается появление зоны предельного и упругопластического состояния грунта при обеспечении несущей способности основания в целом. В этом случае определяющим является выполнение нормативных условий по деформациям и перемещениям основания. Моделирование напряженно-деформированного состояния основания, монолитной фундаментной плиты и надземной части здания системы «основание – фундамент – здание» выполнено в ПК *МіcroFe* как единого целого. Учет неупругих деформаций грунта в основании привел к недопустимым перемещениям плитного фундамента.

Ключевые слова: кирпичное здание; фундаментная плита; основание; моделирование; расчет; линейный; нелинейный; напряжения; деформации.

Для цитирования: Ющубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния основания кирпичного здания повышенной этажности на монолитной фундаментной плите // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 2. С. 118–132.
DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-118-132

S.V. YUSHCHUBE, I.I. PODSHIVALOV,

Tomsk State University of Architecture and Building

STRESS-STRAIN STATE FINITE ELEMENT MODELING OF CONCRETE FOUNDATION OF A MULTISTORY BRICK BUILDING

The determination of mobility of the concrete foundation on a natural subgrade is rather relevant for the strength analysis of multistory brick buildings with a spatial cross-wall struc-

tural system. During the inelastic soil behavior, its ultimate limit and elastoplastic states are allowable along the concrete foundation perimeter, the bearing capacity of the foundation being provided as a whole. In this case, it is important to adhere to the standard conditions of the foundation deformation and mobility. The finite element modeling of the stress-strain state of the concrete foundation and the building superstructure of the base-foundation-building system is performed in the MicroFe software package. A consideration of inelastic soil deformations in the natural subgrade results in unacceptable displacements of the concrete foundation.

Keywords: brick building; concrete foundation; base; modeling; analysis; linear; nonlinear; stress; strain.

For citation: Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya osnovaniya kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na monolitnoi fundamentnoi plite [Stress-strain state finite element modeling of concrete foundation of a multistory brick building]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2021. V. 23. No. 2. Pp. 118–132.
DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-118-132

При расчете кирпичных зданий повышенной этажности, которые по конструктивной схеме относятся к перекрестно-стеновым пространственным системам, учет податливости фундаментов на естественном основании весьма актуален [1]. Выбор расчетной модели, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, фундаментов и оснований [2–4].

Модель линейно-деформированного основания, в которой грунтовая среда представляется упругим материалом, основана на двух допущениях: осадка точки поверхности основания прямо пропорциональна величине нагрузки в этой точке; осадки распространяются за пределы площади нагружения [5, 6].

В соответствии с действующими нормами предельное состояние по несущей способности свайных фундаментов наступает в случае, если усилие хотя бы в одной свае превысит расчетную нагрузку, допускаемую на сваю [7]. При этом предельное состояние при расчете по деформациям еще, как правило, не наступило. В фундаментах на естественном основании ситуация противоположная – допускается появление зоны предельного состояния, за которой располагается зона упругопластического состояния, а за ней – область упругой отдачи [8] при обеспечении несущей способности основания в целом по первой группе предельных состояний. В этом случае определяющим является выполнение условий по второй группе предельных состояний по деформациям и перемещениям основания.

Расчетным путем было установлено, что если в основании под фундаментной плитой нагрузка от здания соответствует вертикальным природным напряжениям на уровне подошвы фундаментной плиты, то развитие пластических деформаций в основании происходит в контурной зоне фундаментной плиты [9, 10].

Для более точного расчета деформаций оснований можно использовать модели, учитывающие нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями [11, 12]. В некоторых упругопластических моделях при вводе прочностных характеристик грунтов можно учесть нелинейный характер де-

формирования основания. Критерий предельного состояния в этом случае представлен в виде поверхности в пространстве трех главных напряжений, например предельная поверхность, определяемая критерием Кулона – Мора.

ПВК MicroFe может учитывать неупругие свойства грунта по теории прочности Кулона – Мора и по «шатровой» модели работы грунта Cam-Clay, а также позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание» в одной модели [13, 14].

Рассматриваемое 16-этажное кирпичное здание точечного типа имеет размеры в плане по габаритным осям 25,32×16,35 м, высота этажа – 2,8 м, общая высота здания с учетом подвала и технического этажа с лифтовой надстройкой – 56,34 м. Наружные и внутренние стены имеют толщину 770 и 510 мм соответственно. Несущими элементами перекрытий являются сборные железобетонные многпустотные плиты толщиной 220 мм различной длины и ширины. Стены подвала выполнены из сборных бетонных стеновых блоков толщиной 500 и 800 мм. Фундамент – плоская монолитная фундаментная плита (МФП) толщиной 1200 мм с габаритными размерами 28,23×20,6 м.

Инженерно-геологический разрез площадки строительства с привязкой МФП, основные физико-механические характеристики грунтов приведены соответственно на рис. 1 и в таблице.

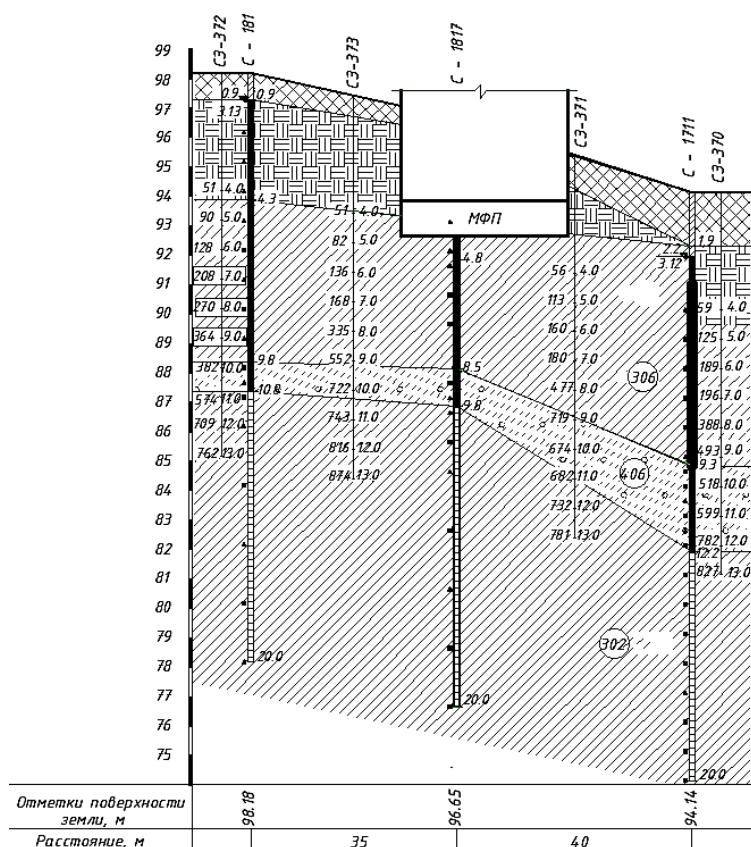


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез с посадкой МФП

Основные физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ слоя	Описание грунтов	Плотность ρ , т/м ³	Текучесть I_L	Угол внутреннего трения φ , град	Удельное сцепление C , МПа	Модуль деформации E , МПа
306	Суглинок аллювиальный текучей консистенции	1,95	1	20	21	11
406	Супесь гравелистая текучей консистенции	2,02	1	31	8	45
302	Суглинок элювиальный полутвердой консистенции	2,00	0,11	23	31	31

В расчетной модели кирпичные и бетонные стены, диски перекрытий и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки». Грунтовое основание под МФП принималось в виде трехслойного основания из объемных конечных элементов.

Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель кирпичного здания на монолитной фундаментной плите представлена на рис. 2.

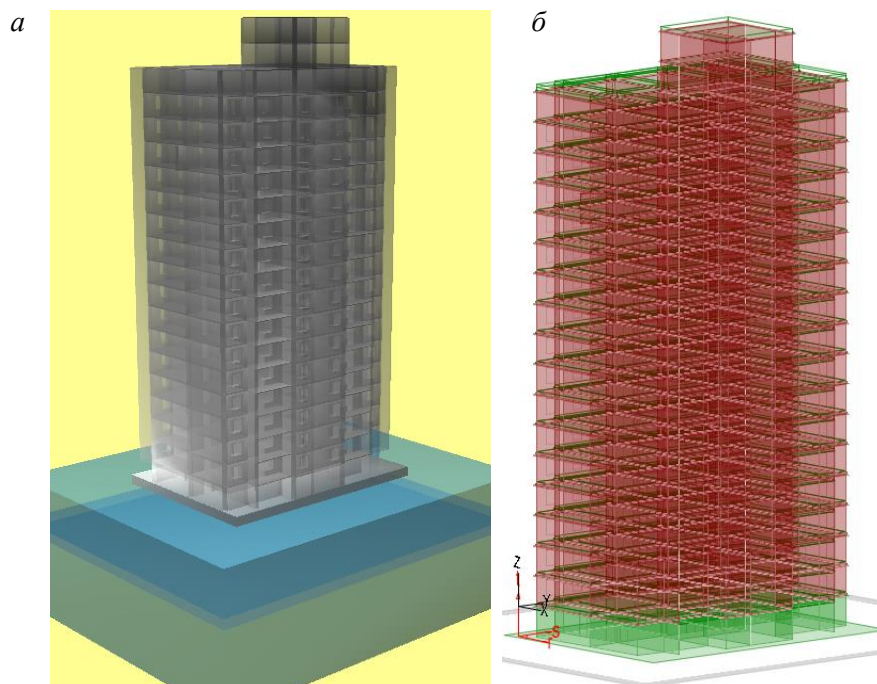


Рис. 2. Конструктивная (а) и расчетная (б) конечно-элементная модель

Расчет выполнялся с использованием двух расчетных схем:

– расчетная схема № 1 – линейный расчет грунтового основания с послойным заданием модуля деформации и коэффициента Пуассона;

– расчетная схема № 2 – нелинейный расчет грунтового основания с использованием теории прочности Кулона – Мора с послойным заданием модуля деформации, коэффициента Пуассона, плотности, сцепления, угла внутреннего трения (без учета дилатансии), коэффициента всестороннего сжатия (принят равным нулю). При расчете с учетом неупругой работы грунта на первом этапе моделируется напряженно-деформированное состояние основания от собственного веса грунта, затем на втором этапе моделируется напряженно-деформированное состояние основания с нагрузкой от здания.

Напряженное состояние

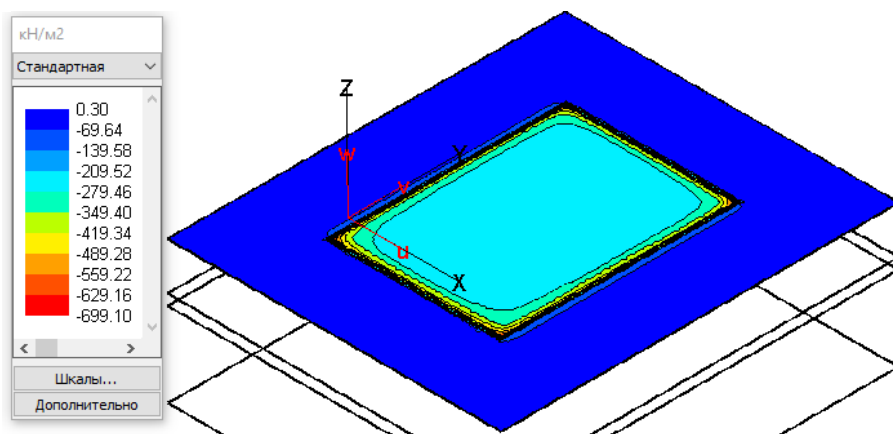
Расчетная схема № 1. При линейном деформировании основания получены следующие значения изополей нормальных напряжений (далее напряжения) в грунте по характерным сечениям:

– Горизонтальное сечение на уровне подошвы МФП на отм. $-4,000$ (рис. 3). Вертикальные напряжения за контуром МФП изменяются от нулевых значений на периферии основания до сжимающих значений $-69,6 \text{ кН/м}^2$ в направлении к МФП. В контурной зоне МФП вертикальные напряжения в грунте достигают наибольших значений и находятся в интервале $-279,4 \dots -699,1 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основания вертикальные напряжения в целом стабильны и располагаются в диапазоне $-209,5 \dots -279,5 \text{ кН/м}^2$. Горизонтальные напряжения за контуром МФП изменяются от растягивающих значений $21,7 \text{ кН/м}^2$ на периферии основания до сжимающих значений $-37,5 \text{ кН/м}^2$ в направлении к МФП. В контурной зоне МФП горизонтальные напряжения в грунте достигают максимальных значений и изменяются от $-126,3$ до $-274,2 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основания горизонтальные напряжения находятся в диапазоне $-67,1 \dots -126,3 \text{ кН/м}^2$ и на $55 \dots 68 \%$ меньше соответствующих вертикальных сжимающих напряжений.

– Вертикальное сечение в плоскости XZ (рис. 4). Вертикальные напряжения за контуром МФП изменяются от нулевых значений на отм. $-4,000$ до сжимающих значений $-137,9 \text{ кН/м}^2$ на отм. $-20,000$ (низ отметки основания). В контурной зоне МФП вертикальные напряжения в грунте на отм. $-4,000$ достигают наибольших значений и находятся в интервале $-275,8 \dots -459,7 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ значительно уменьшаются и составляют $-135,1 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней зоне основания вертикальные напряжения на отм. $-4,000$ располагаются в диапазоне $-183,9 \dots -230,0 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ незначительно уменьшаются и находятся в интервале $-137,9 \dots -183,9 \text{ кН/м}^2$. Горизонтальные напряжения за контуром МФП на отм. $-4,000$ изменяются от растягивающих значений $21,5 \text{ кН/м}^2$ до сжимающих значений $-2,6 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ возникают только сжимающие горизонтальные напряжения в диапазоне $-26,9 \dots -51,3 \text{ кН/м}^2$. В контурной зоне МФП горизонтальные сжимающие напряжения в грунте на отм. $-4,000$ достигают наибольших значений и находятся в интервале $-194,7 \dots -218,7 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ значительно уменьшаются и составляют $-50,6 \dots -74,6 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основа-

ния горизонтальные напряжения на отм. –4,000 располагаются в диапазоне –74,6...–98,6 кН/м², на отм. –20,000 незначительно уменьшаются и находятся в интервале –50,6...–74,6 кН/м².

а



б

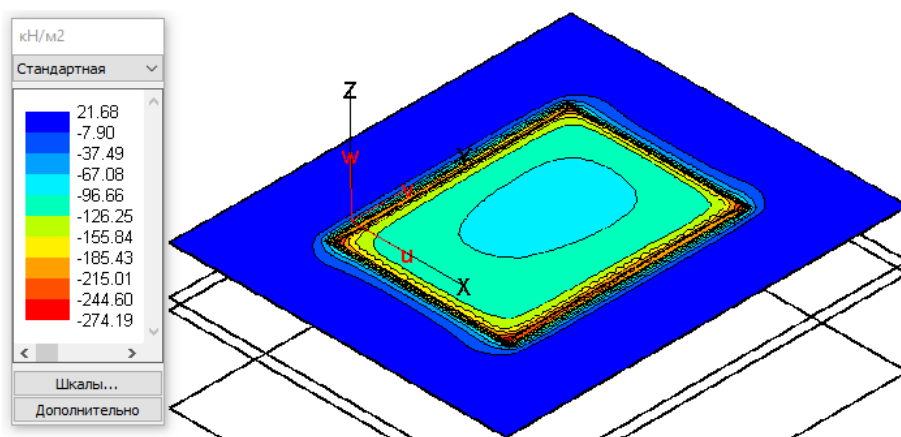


Рис. 3. Изополя нормальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 1 на уровне подошвы МФП, отм. –4.000:
а – вертикальные; б – горизонтальные

Среднее значение отпора грунта под подошвой МФП можно найти из отношения вертикальной нагрузки от здания, полученной в статическом расчете, к площади МФП – $\sigma_z = P/S = 178670,7/(28,23 \cdot 20,6) = 307 \text{ кН/м}^2$. В подстилающем слое МФП залегает ИГЭ-306 – суглинок аллювиальный текучей консистенции с коэффициентом пористости $e_0 = 0,5$ и показателем текучести $I_L = 1$, у которого расчетное сопротивление равно $R = 250 \text{ кН/м}^2$. Так как $\sigma_z = 307 \text{ кН/м}^2 > R = 250 \text{ кН/м}^2$, то в контурной зоне основания МФП должны появиться упругопластические деформации грунта (в пределах глубины, превышающей 5 м, от подошвы фундаментной плиты).

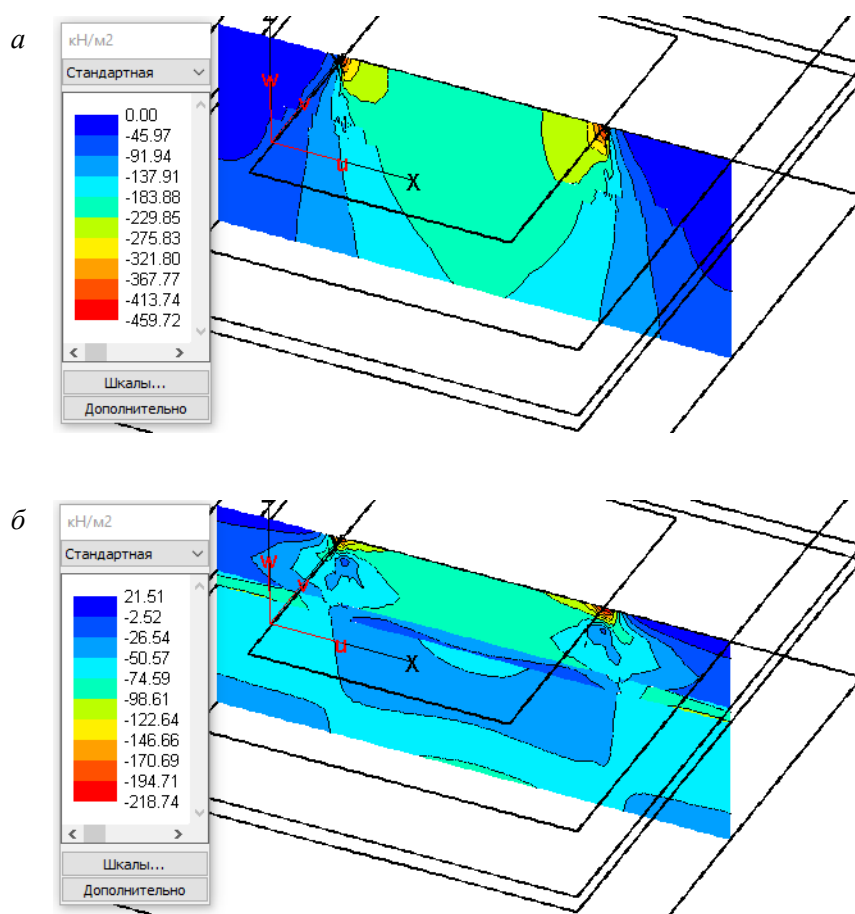


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 1 в вертикальном сечении в плоскости XZ:

а – вертикальные; б – горизонтальные

Расчетная схема № 2. При нелинейном деформировании основания получены следующие значения изополей напряжений в грунте по характерным сечениям:

– Горизонтальное сечение на уровне подошвы МФП на отм. $-4,000$ (рис. 5). Вертикальные сжимающие напряжения за контуром МФП изменяются от $-12,1 \text{ кН/м}^2$ на периферии основания до $-54,9 \text{ кН/м}^2$ в направлении к МФП. Под контурной зоной МФП вертикальные сжимающие напряжения в грунте достигают наибольших значений и находятся в интервале $-354,4 \dots -440,0 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основания вертикальные сжимающие напряжения незначительно уменьшаются и находятся в диапазоне $-268,9 \dots -354,6 \text{ кН/м}^2$. Горизонтальные напряжения за контуром МФП изменяются от растягивающих значений $7,6 \text{ кН/м}^2$ на периферии основания до сжимающих значений $-74,5 \text{ кН/м}^2$ в направлении к МФП. Под контурной зоной МФП горизонтальные сжимающие напряжения в грунте достигают максимальных значений и изменяются от $-238,8$ до $-403,1 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основания горизонтальные сжи-

мающие напряжения незначительно уменьшаются и находятся в диапазоне $-197,8 \dots -238,8 \text{ кН/м}^2$ и на 26...37 % меньше соответствующих вертикальных сжимающих напряжений.

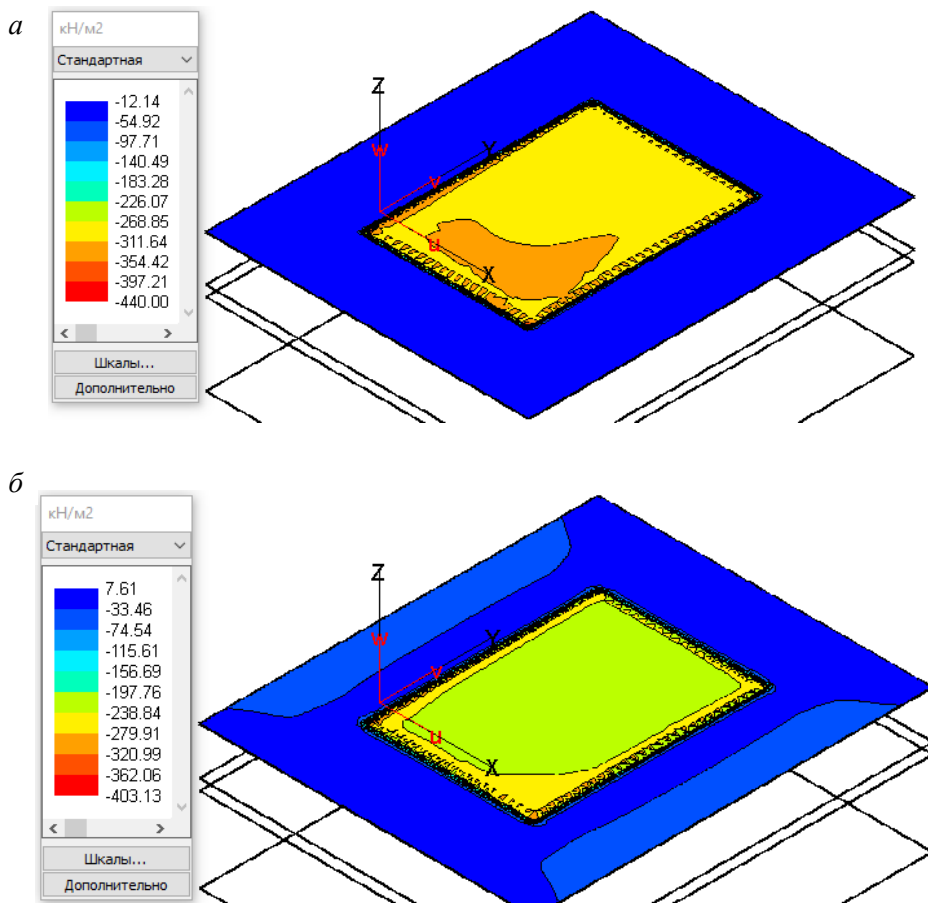


Рис. 5. Изополя нормальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 2 на уровне подошвы МФП отм. $-4,000$:
а – вертикальные; б – горизонтальные

– Вертикальное сечение в плоскости XZ (рис. 6). Вертикальные сжимающие напряжения за контуром МФП на отм. $-4,000$ составляют $-17,2 \dots -70,3 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ находятся в диапазоне $-335,2 \dots -388,8 \text{ кН/м}^2$. Под контурной зоной МФП вертикальные сжимающие напряжения в грунте на отм. $-4,000$ находятся в интервале $-70,3 \dots -282,7 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ увеличиваются и составляют $-335,7 \dots -495,0 \text{ кН/м}^2$. Во внутренней части основания вертикальные сжимающие напряжения на отм. $-4,000$ располагаются в диапазоне $-282,7 \dots -335,7 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ несколько увеличиваются и находятся в интервале $-495,7 \dots -548,1 \text{ кН/м}^2$. Горизонтальные напряжения за контуром МФП на отм. $-4,000$ изменяются от растягивающих значений $6,7 \text{ кН/м}^2$ до сжимающих значений $-68,6 \text{ кН/м}^2$, на отм. $-20,000$ возникают только сжима-

ющие горизонтальные напряжения в диапазоне $-219,3 \dots -257,0$ кН/м². Под контурной зоной МФП горизонтальные сжимающие напряжения в грунте на отм. $-4,000$ находятся в интервале $-106,3 \dots -181,6$ кН/м², на отм. $-20,000$ значительно увеличиваются и составляют $-332,3 \dots -370,0$ кН/м². Во внутренней части основания горизонтальные сжимающие напряжения на отм. $-4,000$ изменяются в диапазоне $-181,6 \dots -219,3$ кН/м², на отм. $-20,000$ увеличиваются и находятся в интервале $-332,3 \dots -370,0$ кН/м².

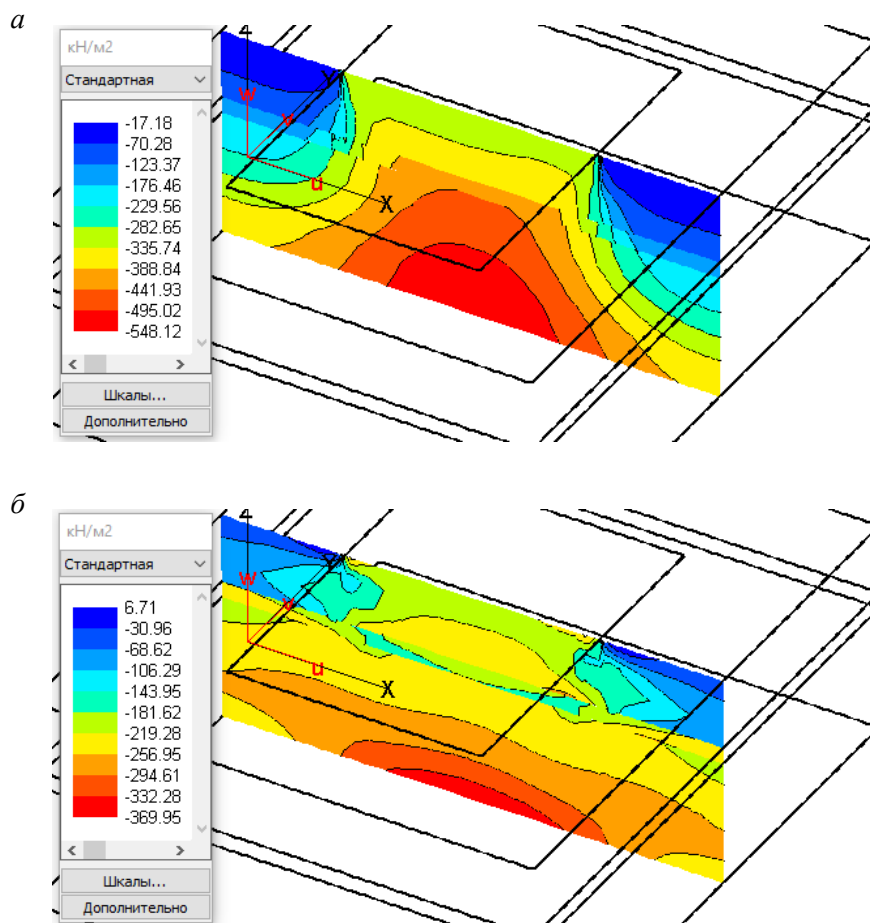


Рис. 6. Изополя нормальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 2 в вертикальном сечении в плоскости XZ:
а – вертикальные; б – горизонтальные

Сравнение результатов. Анализ характера распределения нормальных напряжений при моделировании линейно/нелинейно-деформируемого грунта основания в целом показал его качественное совпадение, когда в углах и по краям МФП возникла классическая зона предельного и упругопластического состояния грунта, вследствие характера работы МФП, приближенного к жесткому штампу.

В зоне предельного и упругопластического состояния грунта наибольшие нормальные сжимающие напряжения составили следующие значения:

- при линейной работе грунта: вертикальные напряжения – 699 кН/м^2 ; горизонтальные напряжения – 274 кН/м^2 ;
- при нелинейной работе грунта: вертикальные напряжения – 440 кН/м^2 ; горизонтальные напряжения – 403 кН/м^2 .

Количественное несовпадение характера распределения нормальных напряжений при моделировании линейно/нелинейно-деформируемого грунта в зоне его предельного и упругопластического состояния заключается в следующем:

- при учете нелинейной работы грунта максимальные вертикальные напряжения уменьшились на 33 %, а наибольшие горизонтальные напряжения, наоборот, увеличились на 32 %, т. е. произошло противоположное изменение значений между напряжениями одного направления в пределах $\frac{1}{3}$;
- при учете неупругой работы грунта отношение вертикальных напряжений к горизонтальным уменьшилось с 2,6 до 1,1.

Во внутренней области основания под подошвой МФП величина вертикальных напряжений находится в интервале $210 \dots 280 \text{ кН/м}^2$ в линейно-деформируемом грунте и в пределах $270 \text{--} 355 \text{ кН/м}^2$ в нелинейно-деформируемом грунте. Здесь же значения горизонтальных напряжений находятся в интервале $210 \dots 280 \text{ кН/м}^2$ в линейно-деформируемом грунте и в пределах $270 \text{--} 355 \text{ кН/м}^2$ в нелинейно-деформируемом грунте.

Такой характер перераспределения вертикальных напряжений в грунте объясняется сглаживанием пиковых напряжений грунта в углах и по контуру МФП при переходе работы грунта из упругой стадии в неупругую стадию, и, как следствие, увеличение напряжений во внутренней области основания.

Так как среднее значение отпора грунта под подошвой МФП превышает расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя МФП, то учет неупругой модели работы основания становится определяющим.

Деформированное состояние

Расчетная схема № 1. Результаты вертикальных перемещений при линейном деформировании основания на уровне подошвы МФП, отм. $-4,000$ (рис. 7, 8):

- за внешним контуром МФП в грунтовом массиве возникают вертикальные отрицательные перемещения (осадка), которые изменяются от $-0,4$ мм по периферии до $-102,6$ мм в околоконтурной области МФП;
- в центральной части основания под МФП, в так называемой воронке оседания, наибольшие вертикальные перемещения равны $-136,9 \dots -171,0$ мм с уменьшением в направлении контура МФП до значений $-102,7 \dots -136,9$ мм;
- максимальные значения вертикальных перемещений грунтового массива в основании здания с армированной кирпичной кладкой составляют 171 мм и не превышают предельное значение осадок основания для рассматриваемого типа зданий $S_u^{\max} = 180$ мм;

– относительная разность вертикальных перемещений основания составила $(171,0 - 136,9)/0,5 \cdot 28230 = 0,0024$ и равна предельному значению разности осадок $(\Delta/L)_u = 0,0024$.

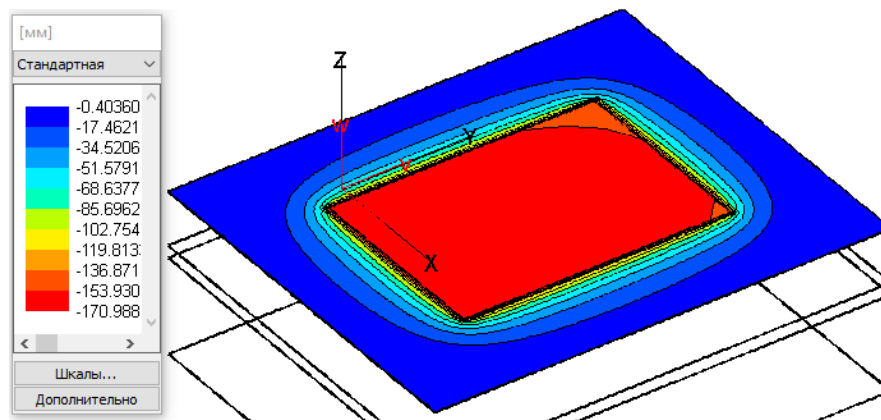


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений в расчетной схеме № 1 на уровне подошвы МФП, отм. –4,000

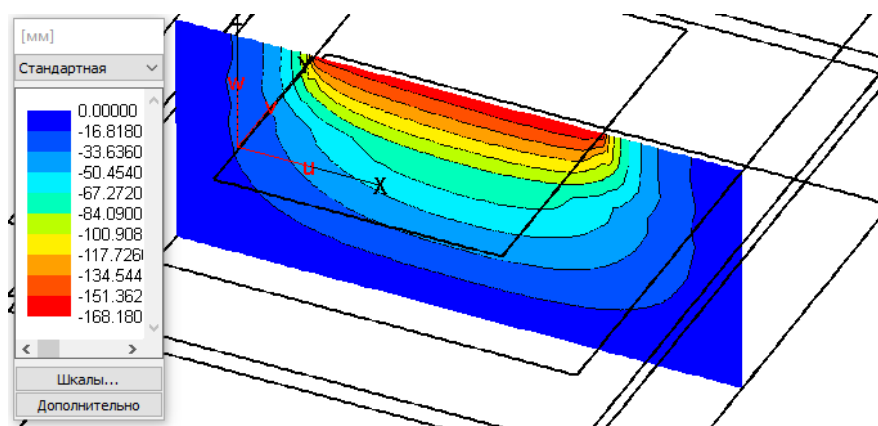


Рис. 8. Изополя вертикальных перемещений в расчетной схеме № 1 в вертикальном сечении в плоскости XZ

Расчетная схема № 2. Результаты вертикальных перемещений при нелинейном деформировании грунтов в основании (рис. 9, 10):

– за внешним контуром МФП на периферии грунтового массива возникают вертикальные положительные перемещения (подъем грунта), равные 58,9 мм, которые в околоконтурной зоне МФП меняют знак (осадка грунта) и достигают –90,2 мм;

– в центральной части основания под МФП, в лунке деформированной зоны, наибольшие вертикальные перемещения равны –338,7...–438,1 мм с уменьшением в контурной зоне МФП до значений –90,2...–338,7 мм;

– максимальные значения вертикальных перемещений грунтового массива в основании здания с армированной кирпичной кладкой составляют 438 мм и в 2,4 раза превышают предельное значение осадок основания для рассматриваемого типа зданий $S_u^{\max} = 180$ мм;

– относительная разность вертикальных перемещений основания составила $(438,1 - 289,0)/0,5 \cdot 28230 = 0,011$ и в 4,6 раза превысила предельно допустимое значение разности осадок $(\Delta/L)_u = 0,0024$.

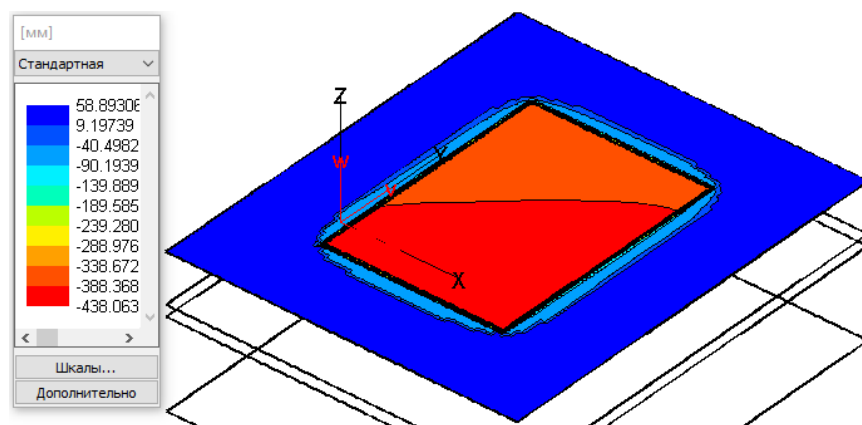


Рис. 9. Изополя вертикальных перемещений в расчетной схеме № 2 на уровне подошвы МФП, отм. –4,000

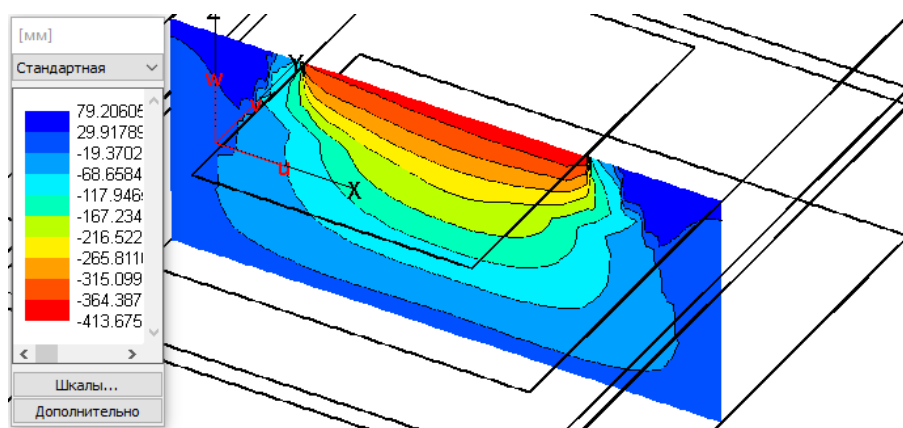


Рис. 10. Изополя вертикальных перемещений в расчетной схеме № 2 в вертикальном сечении в плоскости XZ

Сравнение результатов. Анализ характера распределения вертикальных перемещений основания при моделировании линейно/нелинейно-деформируемого грунта в целом показал его качественное совпадение, когда наибольшие вертикальные перемещения возникают в центральной части грунтового массива под МФП.

Значительные количественные различия появились при учете пластических деформаций грунта, когда максимальные вертикальные перемещения увеличились в 2,4 раза и составили 438 мм, а относительная разность вертикальных перемещений основания увеличилась в 4,6 раза и составила 0,011 по сравнению с линейным деформированием грунта.

Заключение

Развитие неупругих деформаций грунта в основании МФП привело к недопустимым перемещениям плитного фундамента здания. Для недопущения таких перемещений следует исключить появление зоны предельного и упругопластического состояния по контуру МФП, например, устройством по периметру плитного фундамента контурных железобетонных свай [15] либо применением технологии струйной цементации грунта [16].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шашкин К.Г.* Расчет напряженно-деформированного состояния основания фундаментов и здания с учетом их взаимодействия // Реконструкция городов и геотехническое строительство : интернет-журнал. 2001. № 4. С. 6.
2. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. Москва, 2016. 392 с.
3. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Кузнецов Е.Н.* О современных проблемах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // Бетон и железобетон – пути развития : научные труды II Всерос. (Междунар.) конф. В пяти книгах. Т. 1. Пленарные доклады. Москва, 2005. С. 149–166.
4. *Лушников В.В.* Использование мирового опыта при проектировании и строительстве фундаментов высотных зданий с учетом геологических условий Екатеринбурга // Академический вестник УралНИИПроект РААСН. 2009. № 1. С. 76–82.
5. *Алексеев С.И., Камаев В.С.* Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2007. № 3. С. 165–172.
6. *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.
7. *Шулятьев О.А.* Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 10. С. 17–25.
8. *Крыжановский А.Л., Рубцов О.И.* Вопросы надежности проектного решения фундаментных плит высотных зданий // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 191–198.
9. *Орехов В.В., Зарецкий Ю.К., Кельман М.И.* Расчет взаимодействия плитного фундамента с грунтовым основанием с учетом жесткости верхнего строения // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 15–17.
10. *Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И.* Влияние последовательности возведения близко расположенных высотных зданий на осадки и крен фундаментных плит // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 50–56.
11. *Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.* Расчет фундаментных плит в пространственной постановке с учетом нелинейных деформаций основания // Реконструкция городов и геотехническое строительство : интернет-журнал. 2000. № 3. С. 5.
12. *Кудрявцев С.А., Склярова К.М.* Натурные наблюдения и численное моделирование строительства высотного здания на плитном фундаменте в г. Хабаровске // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. 2013. № 2 (38). С. 86–91.
13. *Ющубе С.В., Подшивалов И.И., Филиппович А.А., Тряпичин А.Е.* Моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного здания повышенной этажно-

- сти на свайном фундаменте // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 72–77.
14. Подшивалов И.И., Журавлев А.В. Моделирование кирпичного здания повышенной этажности на свайном фундаменте // Вестник СибАДИ. 2020. 17 (6). С. 754–763.
 15. Hanish J., Katzenbah R., Konig G. Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen. Ersnst&Sohn, 2002. 222 p.
 16. Нуждин М.Л., Пономарев А.Б. Расчетное обоснование усиления грунтового основания многоэтажного жилого дома в г. Новосибирске пакетным высоконапорным инъецированием // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью : материалы VI Междунар. научно-практ. конф., 24–25 ноября 2020 г. Кемерово : ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет им. Т.Ф. Горбачева», 2020. С. 261–266.

REFERENCES

1. Shashkin K.G. Raschet napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya osnovaniya fundamentov i zdaniya s uchetom ikh vzaimodeistviya [Stress-strain state analysis of building foundations with regard to their interaction]. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2001. No. 4. P. 6. (rus)
2. Shulyat'ev O.A. Osnovaniya i fundamenty vysotnykh zdaniy [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow, 2016. 392 p. (rus)
3. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N. O sovremennykh problemakh rascheta vysotnykh zdaniy 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)
4. Lushnikov V.V. Ispol'zovanie mirovogo opyta pri proektirovaniy i stroitel'stve fundamentov vysotnykh zdaniy s uchetom geologicheskikh uslovii Ekaterinburga [International experience in foundation design and construction of high-rise buildings with regard to geological conditions of Ekaterinburg]. *Akademicheskii vestnik UralNIIProekt RAASN*. 2009. No. 1. Pp. 76–82. (rus)
5. Alekseev S.I., Kamaev V.S. Uchet zhestkostnykh parametrov zdaniy pri raschetakh osnovanii i fundamentov [Stiffness parameters of buildings in strength analysis of foundations]. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2007. No. 3. Pp. 165–172. (rus)
6. Mikhailov V.S., Teplykh A.V. Uchet kharakternykh osobennostei razlichnykh modelei osnovaniya pri raschete vzaimnogo vliyaniya zdaniy 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 konstruksii i sooruzhenii (*Proc. 6th Int. Sci. Symp. 'Relevant Computer Modeling Problems of Structures'*). Vladivostok, 2016. Pp. 133–134. (rus)
7. Shulyat'ev O.A. Geotekhnicheskie osobennosti proektirovaniya vysotnykh zdaniy v Moskve [Geotechnical design of high-rise buildings in Moscow]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 10. Pp. 17–25. (rus)
8. Kryzhanovskii A.L., Rubtsov O.I. Voprosy nadezhnosti proektnogo resheniya fundamentnykh plit vysotnykh zdaniy [Reliability of design solutions for foundation slabs of high-rise buildings]. *Vestnik MGSU*. 2006. No. 1. Pp. 191–198. (rus)
9. Orekhov V.V., Zaretskii Yu.K., Kel'man M.I. Raschet vzaimodeistviya plitnogo fundamenta s gruntovym osnovaniem s uchetom zhestkosti verkhnego stroeniya [Analysis of interaction between concrete and soil foundations with regard to superstructure stiffness]. *Vestnik MGSU*. 2008. No. 2. Pp. 15–17. (rus)
10. Zaretskii Yu.K., Karabaev M.I. Vliyanie posledovatel'nosti vozvedeniya blizko raspolozhennykh vysotnykh zdaniy na osadki i kren fundamentnykh plit [Influence of the sequential arrangement of closely spaced high-rise buildings on slab settlement and roll]. *Vestnik MGSU*. 2006. No. 1. Pp. 50–56. (rus)
11. Shashkin A.G., Shashkin K.G. Raschet fundamentnykh plit v prostranstvennoi postanovke s uchetom nelineynykh deformatsii osnovaniya [Concrete foundation analysis in spatial formu-

- lation with regard to nonlinear foundation deformations]. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2000. No. 3. P. 5. (rus)
12. Kudryavtsev S.A., Sklyarova K.M. Naturnye nablyudeniya i chislennoe modelirovanie stroitel'stva vysotnogo zdaniya na plitnom fundamente v g. Khabarovske [Field observations and numerical simulation of high-rise building construction on concrete foundation in Khabarovsk]. *Sovremennye tekhnologii. Sistemnyi analiz. Modelirovanie*. 2013. No. 2 (38). Pp. 86–91. (rus)
 13. 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)
 14. Podshivalov I.I., Zhuravlev A.V. Modelirovanie kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na svainom fundamente [Modeling of high-rise brick building on pile foundation]. *Vestnik SibADI*. 2020. No. 17 (6). Pp. 754–763. (rus)
 15. Hanisch J., Katzenbach R., König G. Kombinierte Pfahl-Plattengründung. Berlin: Ernst und Sohn, 2002. 222 p.
 16. Nuzhdin M.L., Ponomarev A.B. Raschetnoe obosnovanie usileniya gruntovogo osnovaniya mnogoetazhnogo zhilogo doma v g. Novosibirsk paketnym vysokonapornym in'etsirovaniem [Soil foundation reinforcement analysis of a multi-storey building in Novosibirsk using high-pressure soil injection]. In: Problemy stroitel'nogo proizvodstva i upravleniya nedvizhimost'yu: Materialy VI Mezhdunar. nauchno-prakt. konf. (*Proc. Int. Sci. Conf. 'Problems of Construction Operations and Real Estate Management'*). Kemerovo, 2020. Pp. 261–266. (rus)

Сведения об авторах

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