

# ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-155-166

*С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ,*

*Томский государственный архитектурно-строительный университет*

## **МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КИРПИЧНОГО ЗДАНИЯ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ НА МОНОЛИТНОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЕ С КОНТУРНЫМИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ СВАЯМИ**

Использование плитных фундаментов на естественном основании под кирпичными зданиями точечного типа с пространственной перекрестно-стеновой конструктивной системой может привести к появлению зоны предельного и упругопластического состояния основания по контуру монолитной фундаментной плиты и, как следствие, к недопустимым деформациям и перемещениям грунта.

Предложено исключить появление зоны предельного и упругопластического состояния основания с помощью контурных железобетонных свай путем изменения типа фундамента с плитного на плитно-свайный. Использование расчетной модели системы «основание – фундамент – здание» is performed in the MicroFe software package позволяет в единстве достаточно адекватно оценить напряженно-деформированное состояние основания, фундаментов и надземной части кирпичного здания повышенной этажности точечного типа в реальных инженерно-геологических условиях.

Расчетным путем установлено, что 46 % вертикальной нагрузки от здания воспринимают контурные железобетонные сваи, а 54 % приходится на монолитные фундаментные плиты.

Применение плитно-свайного фундамента позволило исключить недопустимые деформации основания и обеспечить выполнение нормативных требований.

**Ключевые слова:** здание; фундаментная плита; основание; свая; моделирование; линейный расчет; напряжения; деформации; перемещения.

**Для цитирования:** Ющубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного здания повышенной этажности на монолитной фундаментной плите с контурными железобетонными сваями // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 3. С. 155–166.

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-155-166

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

## **STRESS-STRAIN STATE FINITE ELEMENT MODELING OF CONCRETE FOUNDATION ALONG THE CONCRETE PILE PERIMETER OF A MULTISTORY BRICK BUILDING**

The use of concrete foundations on a natural subgrade of brick buildings with a spatial cross-wall structural system can lead to its ultimate limit and elastoplastic states along the perimeter and, as a consequence, unallowable soil deformation and movement. The paper proposes to eliminate ultimate limit and elastoplastic states along the perimeter of concrete piles through the replacement of the foundation slab by the combined piled-raft foundation. 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 allowing to appropriately estimate this state in real geotechnical conditions. According to calculations, 46 % of the vertical load of the building is taken by concrete piles along the perimeter, and 54 % of this load is taken by the concrete foundation. The use of the combined piled-raft foundation allows eliminating unallowable soil deformation of the foundation and provides meeting the standard requirements.

**Keywords:** building; concrete foundation; base; pile; modeling; linear analysis; stress; strain, soil movement.

**For citation:** Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na monolitnoi fundamentnoi plite s konturnymi zhelezobetonnyimi svayami [Stress-strain state finite element modeling of concrete foundation along the concrete pile perimeter of a multistory brick building]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2021. V. 23. No. 3. Pp. 155–166.  
DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-155-166

При расчете кирпичных зданий повышенной этажности, которые по конструктивной схеме относятся к перекрестно-стеновым пространственным системам, учет податливости фундаментов весьма актуален [1–4].

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 [5]. При этом предельное состояние при расчете по деформациям еще, как правило, не наступило.

При работе плитно-свайного фундамента необходимо учитывать одновременную работу свай и плиты. Для включения в работу плиты требуется перемещение фундамента в несколько десятков миллиметров, при этом для набора максимальной несущей способности сваи необходимо всего несколько миллиметров, что предъявляет особое требование к прочности свай по материалу [2].

Особенностью оптимального использования плитно-свайного фундамента является регулируемое поэтапное включение свай в работу. На первом этапе в работу включаются только сваи в центральной части фундаментной плиты. После передачи на фундамент части нагрузки от строящегося здания плита в краевой части соединяется со сваями, и далее фундамент работает как

свайно-плитная конструкция [6]. Другим вариантом эффективного применения плитно-свайного фундамента является рациональное распределение сопротивления между плитной частью и сваями, когда под нагрузкой от здания сначала в работу полностью включается плита, что дает возможность максимально продеформироваться плитной части, а потом сваи – за счет шарнирного соединения с фундаментной плитой [7].

При расстоянии между сваями  $3-4d$  (где  $d$  – диаметр круглого или сторона квадратного поперечного сечения сваи) грунт между сваями зажимается, перемещения свай и грунта в межсвайном пространстве примерно одинаковы, что позволяет рассматривать плитно-свайный фундамент как единый массив [8]. В модели плитно-свайного фундамента при расстоянии между сваями  $5-7d$  грунт между сваями практически не зажимается и до 15 % общей нагрузки может восприниматься подошвой плиты [9]. Если принять контакт низкого ростверка с грунтом идеальным, то низкий ростверк не только принимает на себя часть нагрузки, но и одновременно снижает силы трения по боковой поверхности свай группы в результате осадки грунта под подошвой низкого ростверка. При небольших расстояниях между сваями ( $3-4d$ ), когда в наибольшей степени проявляется взаимное влияние свай, влияние низкого ростверка на работу фундамента незначительно (10–20 %). При увеличении расстояния между сваями до  $5-7d$  низкий ростверк воспринимает до 35–45 % от приложенной нагрузки на свайный фундамент [10].

Размещение свай в свайно-плитном фундаменте связано не только с тем, что кусты свай расположены в местах передачи нагрузки, но и для повышения равномерности осадок [11]. Этот принцип назван «регулированием неравномерности осадок», т. е. сваи призваны передать часть нагрузки на основание таким образом, чтобы осадки были максимально равномерными и не превышали предельные, а усилия в фундаментной плите и в надземных конструкциях были минимальными [12]. Исследования способов размещения свай с точки зрения равномерности осадок проводились методом перебора и сравнения вариантов [13].

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 [14]. Верифицированный ПВК MicroFe позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание» в одной модели [15, 16].

Рассматриваемое 16-этажное кирпичное здание точечного типа имеет размеры в плане по габаритным осям  $25,32 \times 16,35$  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 толщиной 770 и 510 мм соответственно. Несущими элементами перекрытий являются сборные железобетонные многопустотные 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  $28,23 \times 20,6$  м.

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

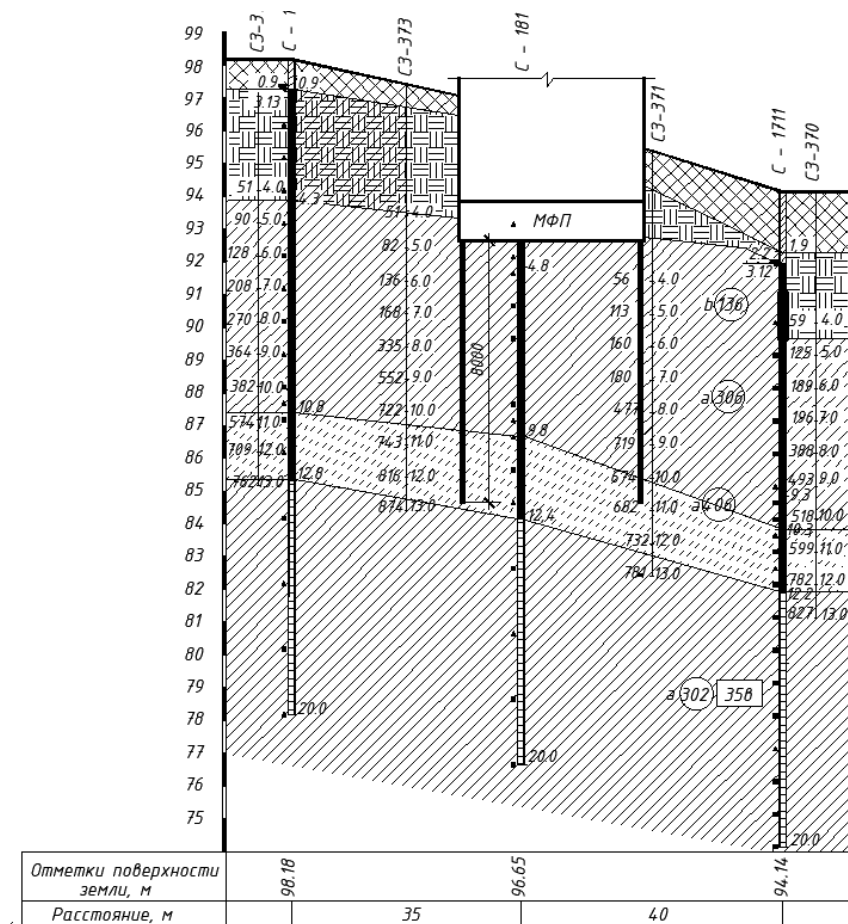


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез с посадкой МФП и контурных свай

### Основные физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ слоя	Описание грунтов	Плотность грунта $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	Сцепление $C$ , МПа	Модуль деформации $E$ , МПа
306	Суглинок текучей консистенции	1,95	20	21	11
406	Супесь гравелистая текучей консистенции	2,02	31	8	45
302	Суглинок полутвердой консистенции	2,00	23	31	31

В расчетной модели кирпичные и бетонные стены, диски перекрытий и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», сваи моделировались конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание под МФП принималось в виде трехслойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Сопряжение свай с МФП принято жестким.

При расположении МФП только на естественном основании в данных грунтовых условиях ранее было получено, что учет неупругих деформаций грунта в основании привел к недопустимым перемещениям фундамента. Для недопущения такого явления предлагается исключить зону предельного и упругопластического состояния основания устройством плитно-свайного фундамента с контурными железобетонными сваями, которые приняты круглого сечения диаметром 400 мм, длиной 8 м с опиранием свай на ИГЭ-406 – супесь гравелистая текучей консистенции. Шаг свай принят 1,5 м. Несущая способность сваи на вертикальную сжимающую нагрузку по материалу составляет  $P = 1689$  кН.

Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель здания дана на рис. 2. Расчет выполнялся в линейной постановке. В расчетной модели принято, что сваи изготовлены одновременно с МФП.

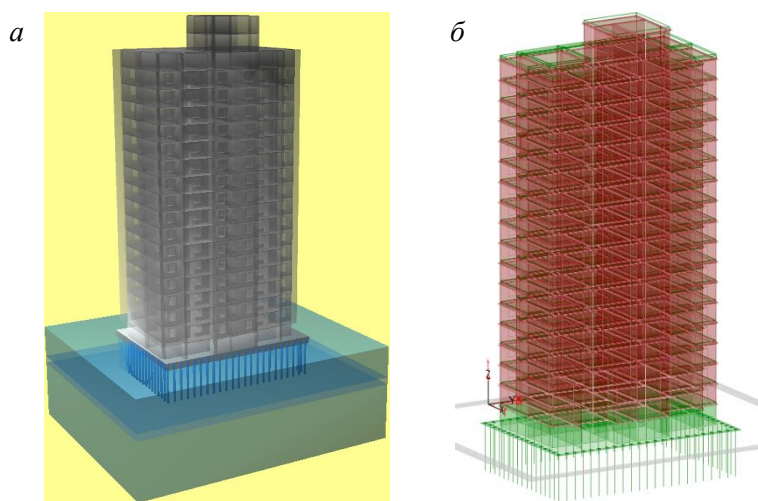


Рис. 2. Конструктивная (а) и расчетная (б) конечно-элементная модель. Напряженное состояние

При линейном деформировании основания получены следующие значения изополей нормальных напряжений (далее напряжения) в грунте по характерным сечениям (рис. 3, 4): горизонтальное сечение на уровне подошвы МФП на отм. –4,000; вертикальное сечение в плоскости XZ.

Вертикальные напряжения за контуром МФП изменяются от нулевых значений на периферии основания до сжимающих значений  $-47,7$  кН/м<sup>2</sup> в направлении к МФП. Под контурной зоной МФП вертикальные напряжения в грунте достигают наибольших значений и находятся в интервале

–119,0...–214,2 кН/м<sup>2</sup>. Во внутренней части основания вертикальные напряжения по сравнению с контурными напряжениями уменьшаются и располагаются в диапазоне –95,3...142,8 кН/м<sup>2</sup>. Горизонтальные напряжения за контуром МФП изменяются от растягивающих значений 31,4 кН/м<sup>2</sup> на периферии основания до сжимающих значений –70,0 кН/м<sup>2</sup> в направлении к МФП. Под контурной зоной МФП горизонтальные напряжения в грунте достигают максимальных значений и изменяются от –70,0 до –137,3 кН/м<sup>2</sup>. Во внутренней части основания горизонтальные напряжения по сравнению с контурными напряжениями уменьшаются, находятся в диапазоне –19,2...–53,0 кН/м<sup>2</sup> и на 63...80 % меньше соответствующих вертикальных напряжений.

Вертикальные сжимающие напряжения за контуром МФП достигают значений –114,2 кН/м<sup>2</sup> как на отм. –4,000, так и на отм. –20,000 (низ отметки основания). Под МФП вертикальные сжимающие напряжения на отм. –4,000 и на отм. –20,000 достигают значений –114,3...–260,3 кН/м<sup>2</sup>. Под острием свай появились наибольшие вертикальные сжимающие напряжения в диапазоне –260,3...–406,4 кН/м<sup>2</sup>. Горизонтальные напряжения за контуром МФП на отм. –4,000 изменяются от растягивающих значений 90,8 кН/м<sup>2</sup> до сжимающих значений –19,3 кН/м<sup>2</sup>, на отм. –20,000 возникают только сжимающие горизонтальные напряжения в диапазоне –19,3...–74,4 кН/м<sup>2</sup>. Под МФП горизонтальные сжимающие напряжения на отм. –4,000 и на отм. –20,000 находятся в интервале –19,3...–74,4 кН/м<sup>2</sup>. Под острием свай наибольшие горизонтальные сжимающие напряжения находятся в диапазоне –74,4...–129,4 кН/м<sup>2</sup>.

Продольные сжимающие усилия в сваях составляют от 935,5 до 1243,4 кН (рис. 5), что меньше их несущей способности по материалу. В качестве примера на рис. 6 приведены изополя расчетного нижнего продольного армирования МФП по оси X, из которого следует, что основное продольное армирование составляет Ø18/100A400, а дополнительное продольное армирование в локальных зонах равно Ø25/100A400.

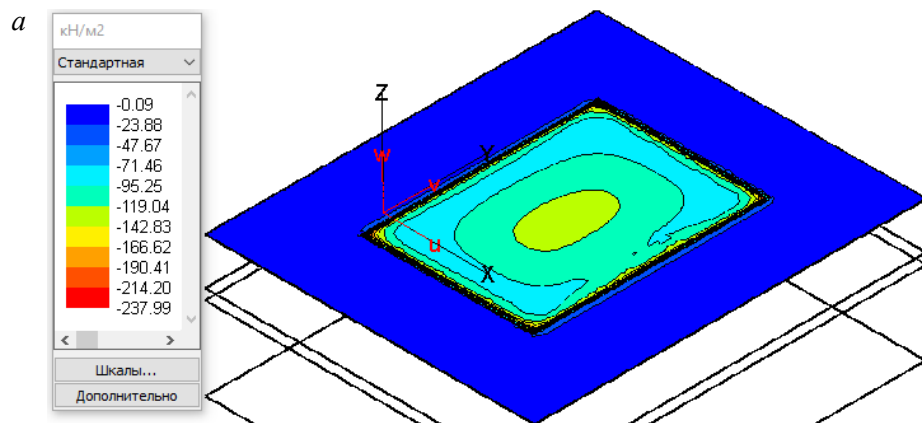


Рис. 3. Изополя нормальных напряжений в грунте на уровне подошвы МФП, отм. –4,000 (окончание см. на с. 161):

а – вертикальные

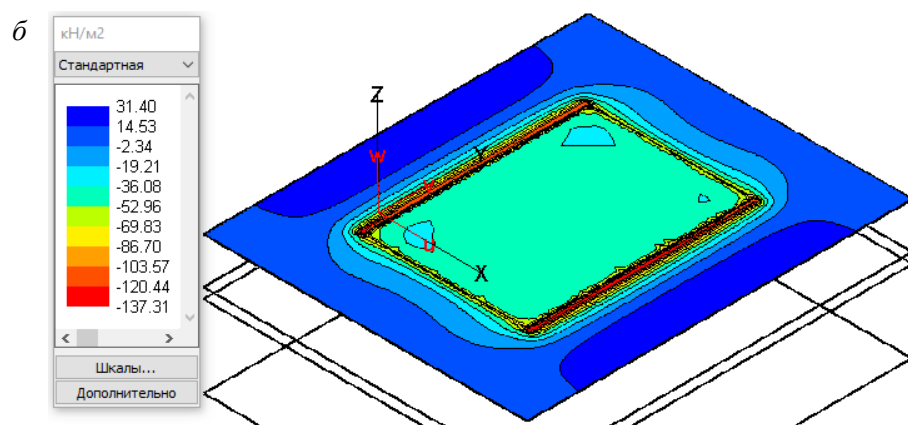


Рис. 3. Окончание (начало см. на с. 160):  
б – горизонтальные

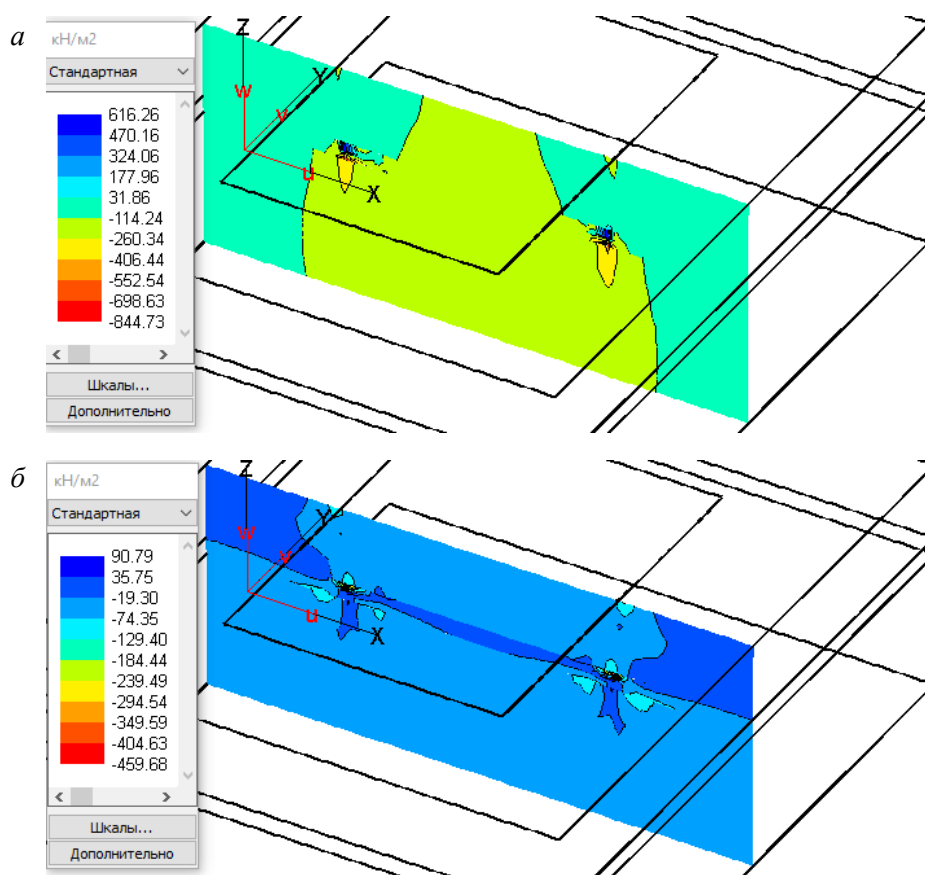


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений в грунте в вертикальном сечении в плоскости  $XZ$ :  
а – вертикальные; б – горизонтальные

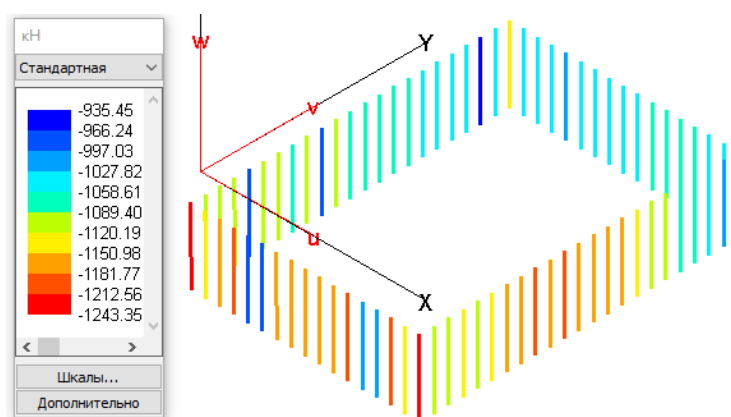
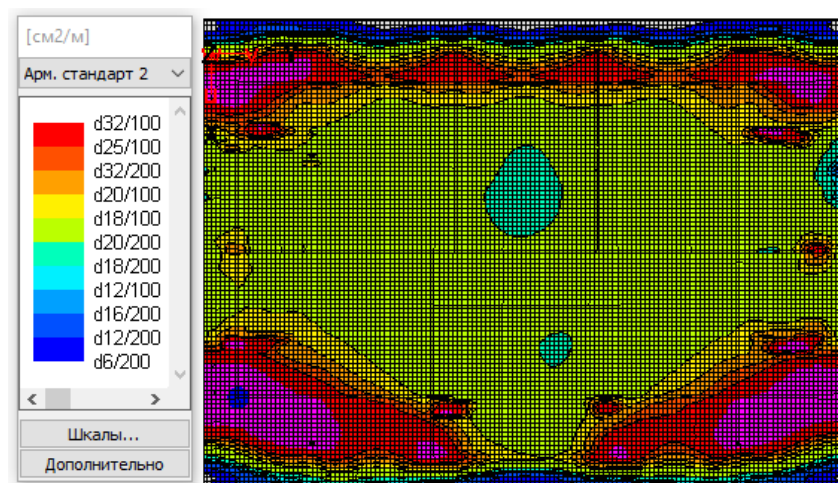


Рис. 5. Изополю продольных усилий в сваях

Рис. 6. Изополю расчетного нижнего продольного армирования МФП по оси  $X$  (в вертикальном направлении рисунка). Деформированное состояние

Результаты вертикальных перемещений грунта при линейном деформировании основания на уровне подошвы МФП на отм.  $-4,000$  (рис. 7) и в поперечном сечении в плоскости  $XZ$  (рис. 8):

- за внешним контуром МФП в грунтовом массиве возникают вертикальные отрицательные перемещения (осадка), которые изменяются от  $-0,9$  мм по периферии до  $-59,1$  мм в околосконтурной зоне МФП;
- в центральной части основания под МФП, в седловидной воронке оседания, наибольшие вертикальные перемещения по краям воронки равны  $-94,1$  мм с увеличением в середине воронки до значений  $-117,4$  мм;
- максимальные значения вертикальных перемещений грунтового массива в основании рассматриваемого здания с армированной кирпичной кладкой составляют  $117,4$  мм и не превышают предельного значения осадок основания для рассматриваемого типа зданий  $S_u^{\max} = 180$  мм;



– относительная разность вертикальных перемещений основания составила  $(117,4-94,1)/0,5 \cdot 28230 = 0,0017$ , что меньше предельного значения разности осадок  $(\Delta l/L)_u = 0,0024$ .

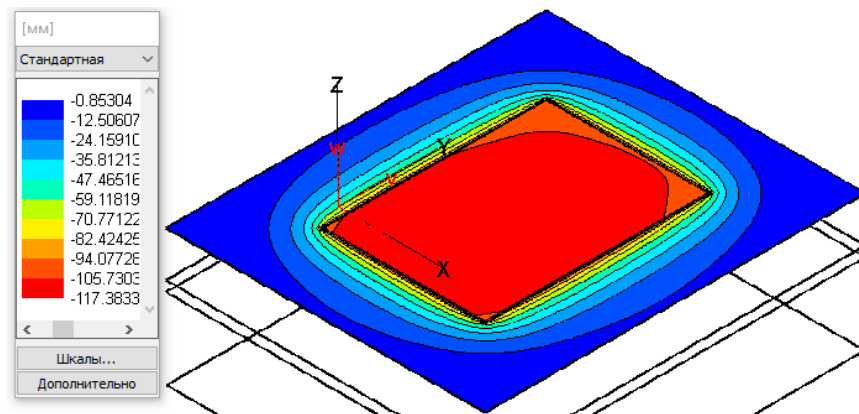


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений основания на уровне подошвы МПФ, отм. –4,000

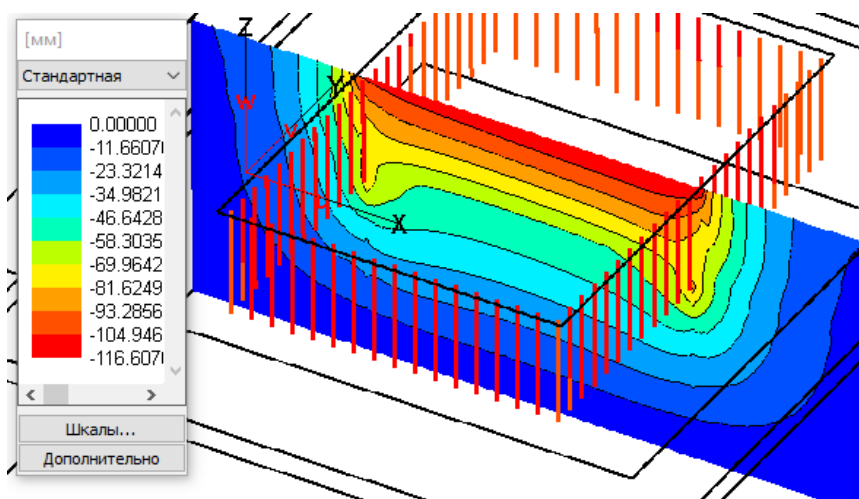


Рис. 8. Изополя вертикальных перемещений основания в вертикальном сечении в плоскости XZ

Наибольшие вертикальные перемещения, равные 115,0 мм, получили контурные сваи, расположенные в средней части краев МПФ, а наименьшие вертикальные перемещения появились в угловых сваях и составили 92,9 мм (рис. 9). Полученные результаты не превышают предельных значений.

Следует отметить, что наибольшие продольные деформации свай составили  $\Delta l_{\text{сваи}} = 1,995$  мм. Максимальные вертикальные деформации грунта в пределах длины свай –  $\Delta l_{\text{грунт}} = 1,498$  мм. Абсолютная деформация сдвига грунта относительно свай –  $\Delta l_{\text{грунт/свая}} = 0,497$  мм. Относительная деформация сдвига грунта относительно свай –  $\varepsilon = 6,2 \cdot 10^{-5}$ .

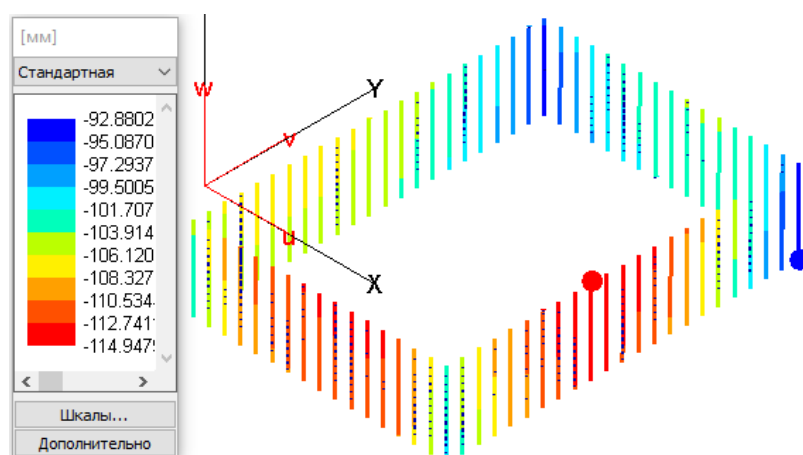


Рис. 9. Изополя вертикальных перемещений свай

### Краткий анализ полученных результатов расчета

В статическом расчете получена общая вертикальная нагрузка от здания  $P = 178\,309$  кН. Суммарная величина продольных сил в сваях составляет  $N = 83\,364$  кН. Отсюда следует, что 46 % вертикальной нагрузки от здания воспринимают контурные сваи, а 54 % приходится на МФП. Полученные результаты достаточно адекватно согласуются с данными других исследователей [10].

Отпор грунта под подошвой МФП составляет: в поле –  $132 \dots 141$  кН/м<sup>2</sup>; в контурной зоне –  $403 \dots 494$  кН/м<sup>2</sup>. Среднее напряжение под подошвой МФП равно  $p = P_{\text{отп}}/A_{\text{МФП}} = 94945/(28,23 \cdot 20,6) = 163$  кН/м<sup>2</sup>, где  $P_{\text{отп}}$  – вертикальная нагрузка от здания, действующая на грунт под подошвой МФП;  $A_{\text{МФП}}$  – площадь МФП.

Полученные значения абсолютной и относительной деформаций сдвига грунта относительно свай составляют в среднем  $\Delta l_{\text{грунт/свая ср}} = 0,5$  мм и  $\epsilon_{\text{ср}} = 6 \cdot 10^{-5}$ . Соответствующие этим деформациям сдвиговые напряжения по боковой поверхности свай не превышают  $f = 0,25$  кН/м<sup>2</sup>. Следовательно, можно полагать, что принятая в моделировании линейно-деформируемая модель грунтового основания вполне обоснована [16].

### Основные выводы

1. Исключение появления зоны предельного и упругопластического состояния основания по контуру МФП выполнено контурными железобетонными сваями с изменением типа фундамента: с плитного на плитно-свайный фундамент.
2. Расчетным путем установлено, что 46 % вертикальной нагрузки от здания воспринимают контурные железобетонные сваи, а 54 % приходится на МФП.
3. Применение плитного фундамента с контурными железобетонными сваями позволило обеспечить приемлемые деформации и перемещения основания кирпичного здания повышенной этажности.

# 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 : Изд-во АСВ, 2018. 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. (Международ.) конф. В пяти книгах. Т. 1. Пленарные доклады. Москва, 2005. С. 149–166.
4. *Шулятьев О.А.* Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 203–245.
5. *Hanish J., Katzenbah R., Konig G.* Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen. Berlin : Ernst und Sohn, 2002. 222 p.
6. *Ладыженский И.Г., Сергиенко А.В.* Опыт проектирования свайных и свайно-плитных фундаментов на участке 16 ММДЦ «Москва-Сити» // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 10. С. 46–54.
7. *Самородов О.В.* Новая конструкция плитно-свайного фундамента // Вестник Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры. 2016. № 1 (214). С. 58–65.
8. *Тер-Мартirosян З.Г., Уинь Туан Вьет.* Взаимодействие свай большой длины с массивом грунта в составе плитно-свайного фундамента // Вестник МГСУ. 2012. № 3. С. 74–78.
9. *Малышкин А.П., Есипов А.В.* Численные исследования взаимного влияния свай в группах // Академический вестник УралНИИПроект РААСН. 2017. № 2. С. 86–89.
10. *Знаменский В.В., Рузаев А.М., Полинков И.Н.* Взаимодействие низкого ростверка со сваями // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 48–50.
11. *Ефимов В.О.* Метод эффективного размещения свай в составе свайно-плитного фундамента // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 1 (78). С. 111–115.
12. *Poulos H.G.* Piled raft foundations: Design and applikations // Geotechnique. 2001. I. 51. № 2. P. 95–113.
13. *Mandolini A., Laora R.D., Massarucci Y.* Rational Pesingn of Piled Raft // Procedia Engineering. 2013. I. 57. P. 45–52.
14. *Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.* Взаимодействие здания и основания: методика расчета и практическое применение при проектировании / под ред. В.М. Улицкого. Санкт-Петербург : Стройиздат СПб, 2002. 48 с.
15. *Юцубе С.В., Подшивалов И.И., Филиппович А.А., Тряпичин А.Е.* Моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного здания повышенной этажности на свайном фундаменте // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 72–77.
16. *Юцубе 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.

# 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 fundamenti vysotnykh zdanii [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow: ASV, 2018. 392 p. (rus)
3. *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)
4. Shulyat'ev O.A. Fundamenty vysoznykh zdaniy [Foundations of high-rise buildings]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014. No. 4. Pp. 203–245. (rus)
  5. Hanisch J., Katzenbach R., König G. Kombinierte Pfahl-Plattengründung. Berlin: Ernst und Sohn, 2002. 222 p.
  6. Ladyzhenskii I.G., Sergienko A.V. Opyt proektirovaniya svainykh i svaino-plitnykh fundamentov na uchastke 16 MMDTs Moskva-Siti [Experience in designing pile and pile-plate foundations on Section 16 of the Moscow International Business Center in Moscow City]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 10. Pp. 46–54. (rus)
  7. Samorodov O.V. Novaya konstruktsiya plitno-svainogo fundamenta [New design of slab pile foundation]. *Vestnik Pridneprovskoi gosudarstvennoi akademii stroitel'stva i arkhitektury*. 2016. No. 1. Pp. 58–65. (rus)
  8. Ter-Martirosyan Z.G., Uin Tuan Viet. Vzaimodeistvie svai bol'shoi dliny s massivom grunta v sostave plitno-svainogo fundamenta [Long pile-soil interaction in slab-pile foundation]. *Vestnik MGSU*. 2012. No. 3. Pp. 74–78. (rus)
  9. Malyshevskii A.P., Esipov A.V. Chislennyye issledovaniya vzaimnogo vliyaniya svai v gruppakh [Numerical analysis of mutual influence of piles in groups]. *Akademicheskii vestnik Ural-NIIProekt RAASN*. 2017. No. 2. Pp. 86–89. (rus)
  10. Znamenskii V.V., Ruzaev A.M., Polynkov I.N. Vzaimodeistvie nizkogo rostverka so svayami [Interaction between low raft foundation and piles]. *Vestnik MGSU*. 2008. No. 2. Pp. 48–50. (rus)
  11. Efimov V.O. Metod effektivnogo razmeshcheniya svai v sostave svaino-plitnogo fundamenta [Efficient pile arrangement as part of pile foundation]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2020. V. 1. No. 8. Pp. 111–115. (rus)
  12. Poulos H.G. Piled raft foundations: Design and applications. *Geotechnique*. 2001. V. 51. No. 2. Pp. 95–113.
  13. Mandolini A., Laora R.D., Massarucci Y. Rational design of piled raft. *Procedia Engineering*. 2013. No. 57. Pp. 45–52.
  14. Shashkin A.G., Shashkin K.G. Vzaimodeistvie zdaniya i osnovaniya: metodika rascheta i prakticheskoe primenenie pri proektirovanii [Interaction of building and foundation: Design methodology and practical application], V.M. Ulitskii, ed., Saint-Petersburg: Stroizdat, 2002. 48 p. (rus)
  15. 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)
  16. 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. 1. Pp. 145–161. (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, ivanpodshivalov@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, ivanpodshivalov@list.ru