

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-6-119-128

И.И. ПОДШИВАЛОВ¹, И.А. АНДРИЕНКО²,

¹Томский государственный архитектурно-строительный университет,

²ООО «СПТЦ»

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ, ПОЛУЧИВШЕГО ПОВРЕЖДЕНИЯ

Аннотация. Объектом исследования является одноэтажное каркасное здание из сборного железобетона на монолитной фундаментной плите, расположенное в сейсмическом районе.

Цель работы – моделирование напряженно-деформированного состояния одноэтажного каркасного здания, получившего повреждения после выполнения инструментального обследования, с учетом повреждений кирпичной кладки самонесущих стен, полученных при ранее произошедших землетрясениях.

Строительство каркасного здания было выполнено без учета возможных сейсмических воздействий. После изучения материалов инженерно-геологических изысканий, анализа конструктивной схемы каркасного здания и фундамента на естественном основании было выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния здания в ПК MicroFe с разработкой расчетной модели в системе «основание – фундамент – здание».

Полученные результаты позволили обеспечить надежность каркасного здания путем реализации технических решений по восстановлению его эксплуатационной пригодности в условиях возможного сейсмического воздействия.

Ключевые слова: здание, моделирование, напряженно-деформированное состояние, расчетная модель, расчетная схема, сейсмическое воздействие

Для цитирования: Подшивалов И.И., Андриенко И.А. Моделирование напряженно-деформированного состояния одноэтажного каркасного здания, получившего повреждения // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Т. 24. № 6. С. 119–128.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-6-119-128

I.I. PODSHIVALOV¹, I.A. ANDRIENKO²,
Tomsk State University of Architecture and Building,
² ООО “SPTTs”

FINITE ELEMENT MODELING OF STRESS-STRAIN STATE OF DAMAGED ONE-STOREY FRAME BUILDING

Abstract. *Purpose:* Stress-strain state simulation of the one-story prefabricated reinforced concrete building on a monolithic foundation slab damaged after instrument-aided structural survey, including damage to the self-bearing brickwork caused by earlier earthquakes. This frame building is constructed without consideration of seismic impacts. *Methodology:* Engineering-geological survey, structural analysis, finite element modeling in the MicroFe software, development of the base–foundation–building model. *Practical implications:* The obtained results are used to provide the reliability of the frame building by implementing technical solutions on restoration of its serviceability in seismic conditions.

Keywords: building, modeling, stress-strain state, design model, analytical model, seismic load

For citation: Podshivalov I.I., Andrienko I.A. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya odnoetazhnogo karkasnogo zdaniya, poluchivshego povrezhdeniya [Finite element modeling of stress-strain state of damaged one-storey frame building]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2022. V. 24. No. 6. Pp. 119–128. DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-6-119-128

Рассматриваемое одноэтажное здание без подвала прямоугольной формы в плане имеет размеры по осям 12×30 м. Высота здания от уровня поверхности земли до отметки конька крыши составляет 11,7 м.

По конструктивной схеме здание каркасного типа, состоит из шести поперечных рам пролетом 12 м, установленных с шагом 6 м. Поперечные рамы выполнены из сборных железобетонных колонн сечением 300×300 мм, заделанных снизу в монолитные стаканы, которые, в свою очередь, опираются на монолитную фундаментную плиту (далее МФП) толщиной 300 мм, что на 100 мм меньше минимально допустимой конструктивной толщины МФП. Опорная часть колонн жестко заделана в стаканах фундамента. На колоннах расположены сборные железобетонные ригели сечением 180×900 (*h*) мм длиной 12 м. Сопряжение ригелей с колоннами шарнирное. На ригелях устроены сборные железобетонные ребристые плиты размером в плане 1,5×6 м высотой 300 мм. Наружные стены толщиной 510 мм выполнены в виде кладки из керамического кирпича на цементно-песчаном растворе. Пол бетонный. Крыша двухскатная деревянная.

При обследовании здания было установлено, что продольное армирование колонн выполнено в виде четырех стержней 2Ø25 + 2Ø18 А400. В качестве нижней продольной арматуры ригеля используются стержни 2Ø22 А400. Прочность бетона колонн и ригелей соответствует классу В30.

В МФП армирование выполнено в виде верхней и нижней сеток со стержнями Ø12/200 А400. Поперечная арматура не обнаружена. Прочность бетона МФП соответствует классу В15.

При освидетельствовании здания в наружных кирпичных стенах были обнаружены трещины шириной раскрытия в несколько миллиметров с учетом того, что в основании здания, до изученной глубины 12 м, залегает скальный грунт – гранодиориты прочные слабовыветрелые слаботрещиноватые неразмягчаемые, которые характеризуются плотностью в природном сложении $\rho = 2,63 \text{ т/м}^3$, пределом прочности на одноосное сжатие $R_c = 78,2 \text{ МПа}$. В таких инженерно-геологических условиях неравномерные осадки основания под подошвой МФП мало вероятны. В то же время, по данным статистических наблюдений, при эксплуатации здания на рассматриваемой территории происходили землетрясения, что с высокой вероятностью послужило причиной образования трещин в кирпичных стенах.

Моделирование взаимодействия надземных конструкций, фундамента и основания здания в настоящее время является достаточно актуальным [1, 2]. В качестве основных критериев рассматриваются деформации (осадки) здания и его основания в целом [3, 4]. В соответствии с результатами мониторинга зданий [5–7] моделирование их напряженно-деформированного состояния рекомендуется определять расчетом в объемной постановке в системе «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, фундаментов и основания [8, 9]. Верифицированный ПВК MicroFe позволяет выполнить конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание» [10].

По конструктивной схеме здания и инженерно-геологических условий площадки в ПВК MicroFe были разработаны две расчетные модели, в которых наружные кирпичные стены, диск чердачного перекрытия и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны, стаканы фундамента, ригели, элементы металлических конструкций моделировались конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание под МФП принималось в виде однослойного скального основания из объемных конечных элементов с заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Расчеты выполнялись в линейной постановке.

Расчетная модель № 1, разработанная на основе конструктивной схемы существующего здания, приведена на рис. 1.

Расчетная модель № 2, разработанная с учетом технических решений по восстановлению эксплуатационной пригодности здания, представлена на рис. 2.

В каждой разработанной модели расчеты были выполнены в двух расчетных схемах:

– расчетная схема № 1 – на основное сочетание расчетных статических нагрузок в здании на податливом основании;

– расчетная схема № 2 – на особое сочетание нагрузок, полученное путем снижения расчетных значений статических нагрузок и добавления расчетных сейсмических нагрузок из динамического расчета, в здании на жестком основании.

Фоновая сейсмическая интенсивность принята 8 баллов по MSK-64.

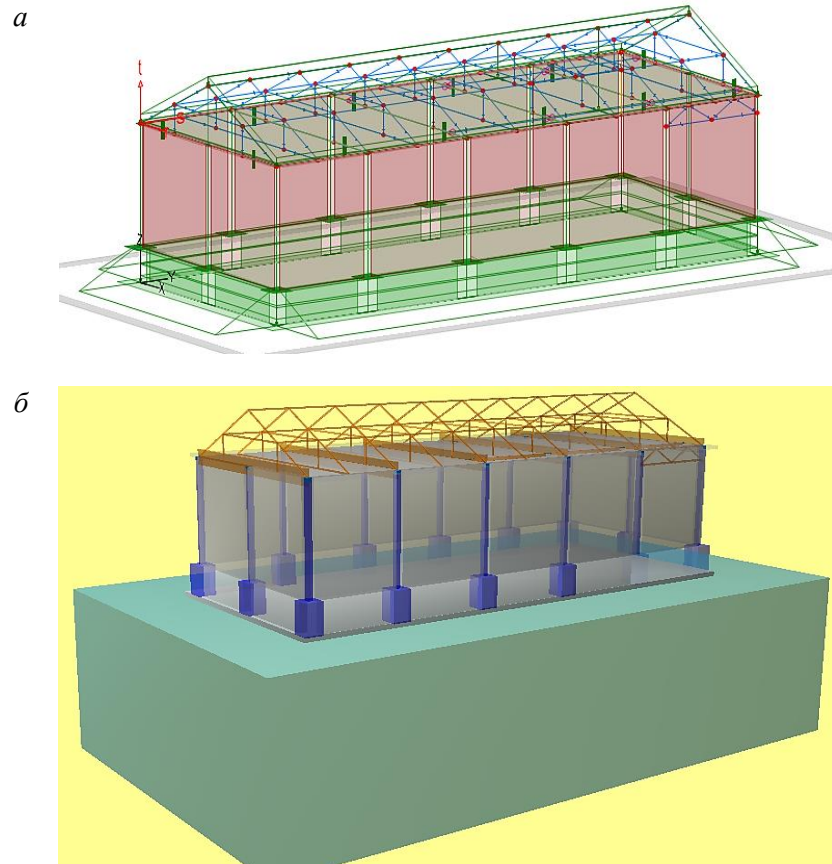


Рис. 1. Расчетная конечно-элементная модель № 1 (*a*) и ее визуализация (*б*)

Проектный коэффициент ответственности для расчета на сейсмостойкость $K_0 = 1,1$. Сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение).

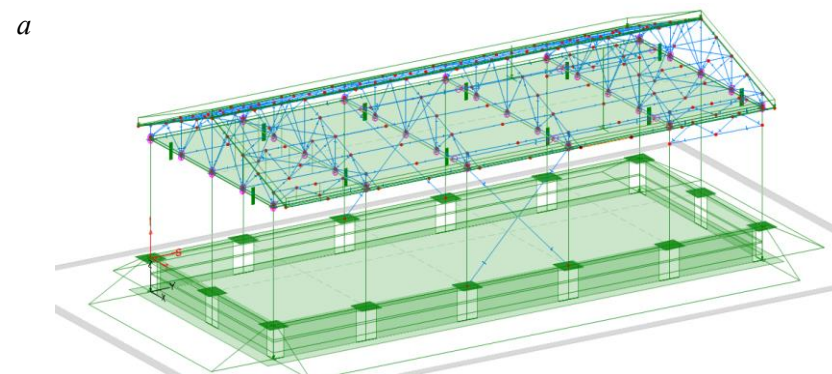


Рис. 2. Расчетная конечно-элементная модель № 2 (*a*) и ее визуализация (*б*) (окончание см. на с. 123)

б

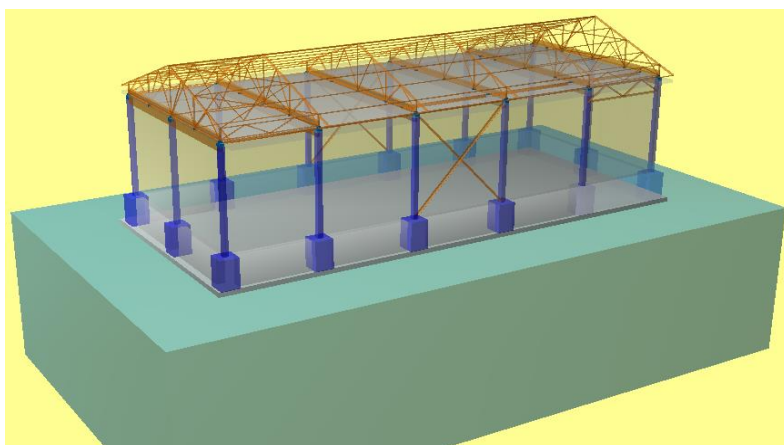


Рис. 2. Окончание (начало см. на с. 122)

В расчетной схеме № 1 расчетной модели № 1 конструктивный расчет показал (рис. 3), что прочность ригеля не обеспечена, т. к. сечение одного стержня необходимой нижней продольной арматуры составляет $A_{sp} = 29,01 \text{ см}^2/\text{м} \cdot 0,25 \text{ м} = 7,3 \text{ см}^2 - \text{Ø}32 \text{ A400}$ при фактическом значении $A_{sf} = 3,8 \text{ см}^2 - \text{Ø}22 \text{ A400}$. Здесь 0,25 м – шаг продольных стержней ригеля.

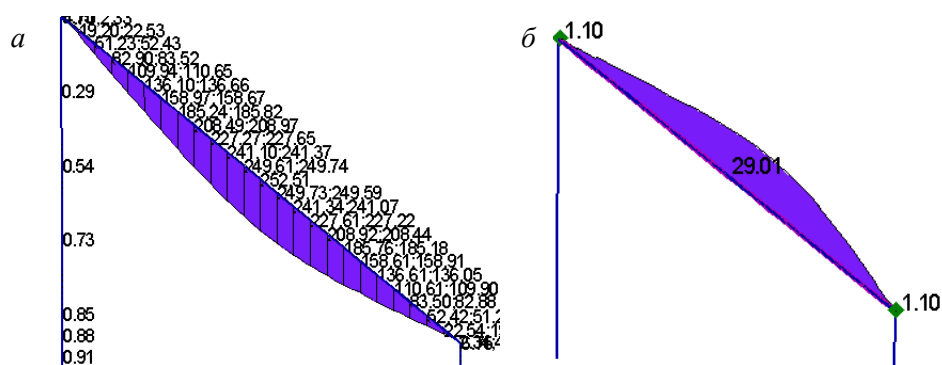


Рис. 3. В расчетной схеме № 1 расчетной модели № 1:

a – эпюры изгибающих моментов (кНм) в поперечной раме; *б* – эпюра продольного армирования (см²/м) ригеля

В расчетной схеме № 2 расчетной модели № 1 из конструктивного расчета МФП получено, что кроме продольной арматуры в верхней и нижней сетках требуется также и поперечная арматура под стаканами фундамента (рис. 4). Необходимое расчетное армирование должно составлять:

- верхнее продольное армирование по осям *X* и *Y* – в интервале Ø6–12 A400/200;
- нижнее продольное армирование по осям *X* и *Y* – в диапазоне Ø12–16 A400/200;
- поперечное армирование под стаканами фундамента – $6,7 \text{ см}^2/\text{м}^2$.

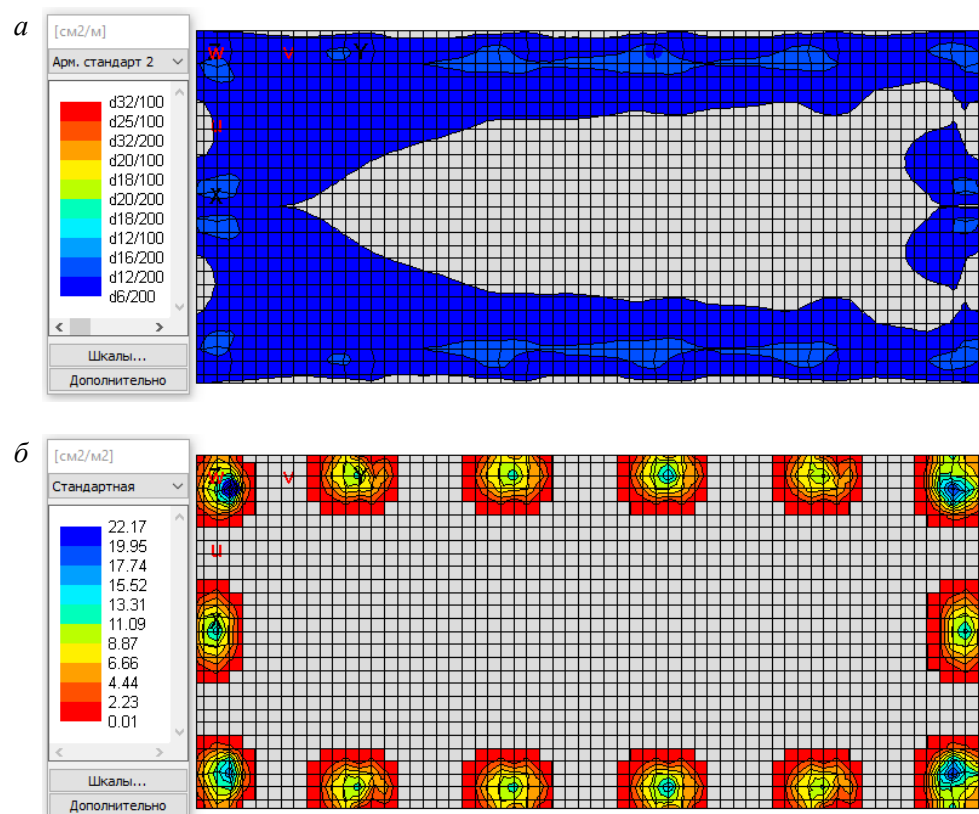


Рис. 4. Расчетное армирование МФП в расчетной схеме № 2 расчетной модели № 1:
 а – нижнее продольное армирование по оси X; б – поперечное армирование под
 стаканами фундамента

Таким образом, после выполнения расчетов в расчетной модели № 1 для восстановления эксплуатационной пригодности здания появилась необходимость в разработке следующих технических решений:

1. Разобрать существующую кирпичную кладку наружных стен.
2. Демонтировать существующую деревянную крышу.
3. Наружные стены и кровлю выполнить из легких металлических сэндвич-панелей.

4. Разработать конструкцию металлического покрытия, частично разгружающего существующие ригели каркаса, с образованием сталежелезобетонной конструкции. В этом случае опорные узлы ребристых плит чердачного перекрытия с помощью вертикальных металлических стержней подвешиваются к узлам нижнего пояса новых металлических ферм.

Далее приводятся результаты расчета в расчетной модели № 2.

В расчетной схеме № 1 конструктивный расчет показал (рис. 5), что прочность ригеля обеспечена, т. к. величина сечения одного стержня необходимой нижней продольной арматуры стала составлять $A_{sp} = 15,31 \text{ см}^2/\text{м} \cdot 0,25 \text{ м} = 3,8 \text{ см}^2 - \text{Ø}22 \text{ A400}$ при фактическом значении $A_{sf} = 3,8 \text{ см}^2 - \text{Ø}22 \text{ A400}$.

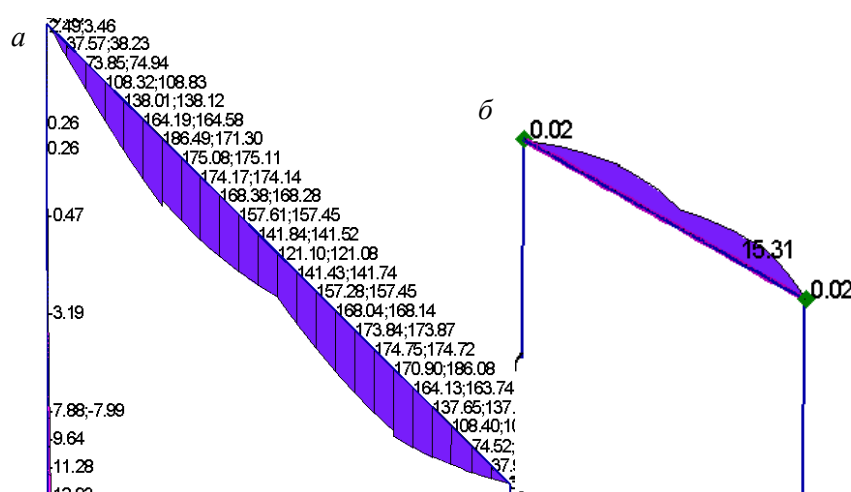


Рис. 5. В расчетной схеме № 1 расчетной модели № 2:
а – эпюры изгибающих моментов (кНм) в поперечной раме; б – эпюра продольного армирования (см²/м) в ригеле

В расчетной схеме № 2 из конструктивного расчета МФП получено, что величина необходимой продольной арматуры в верхней и нижней сетках находится в диапазоне Ø6–12А400/200 (рис. 6). Расчетное поперечное армирование не требуется. Таким образом, полученное расчетное армирование МФП соответствует ее фактическому армированию.

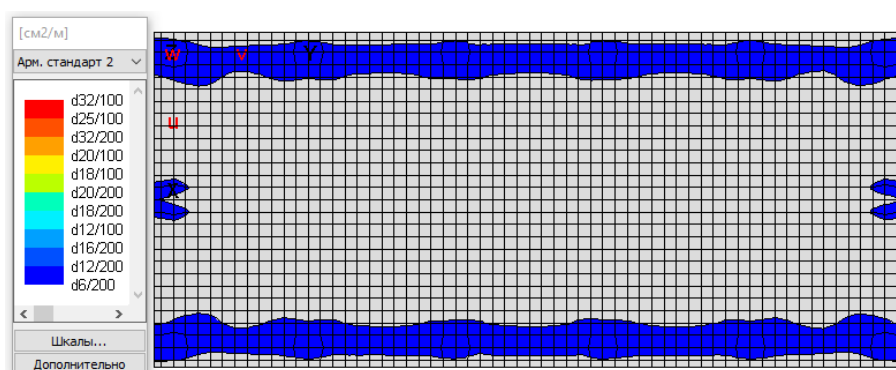


Рис. 6. Расчетное нижнее продольное армирование по оси X в МФП в расчетной схеме № 2 расчетной модели № 2

Расчет здания с учетом сейсмического воздействия, при обоснованных технологических требованиях, следует также выполнять по второй группе предельных состояний. В расчетной схеме № 2 наибольшие вертикальные перемещения МФП составляют 6,6 мм (рис. 7), что значительно меньше максимально допустимого значения предельной осадки для каркасных зданий $S_u^{\max} = 100$ мм. Максимальная относительная разность вертикальных перемещений не превышала значения $(6,6-3,0)/18000 = 0,0002$, что также на порядок меньше предель-

но допустимой разности осадок $(\Delta S/L)_u = 0,002$. Таким образом, в МФП условие по второй группе предельных состояний выполняется.

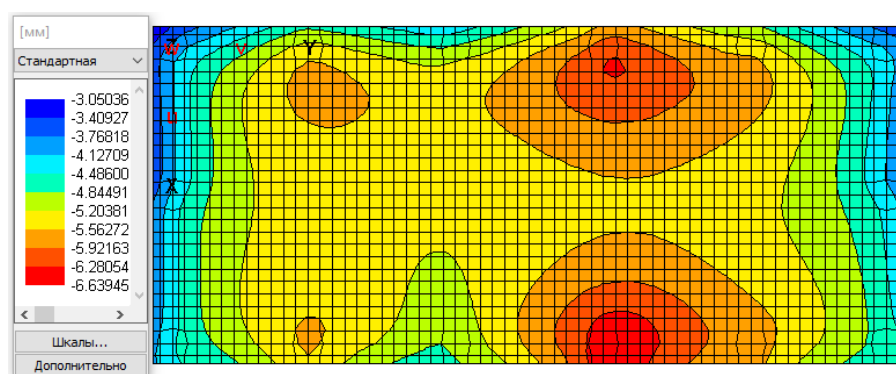


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений МФП в расчетной схеме № 2 расчетной модели № 2

В расчетной схеме № 2 величина вертикальных нормальных сжимающих напряжений в слое гранодиорита под подошвой МФП (отпор грунта) находится в диапазоне 18–37 кН/м² под средней частью МФП и в диапазоне 37–75 кН/м² в краевых зонах под МФП (рис. 8). Как и следовало ожидать, отпор грунта под МФП обеспечен с огромным запасом.

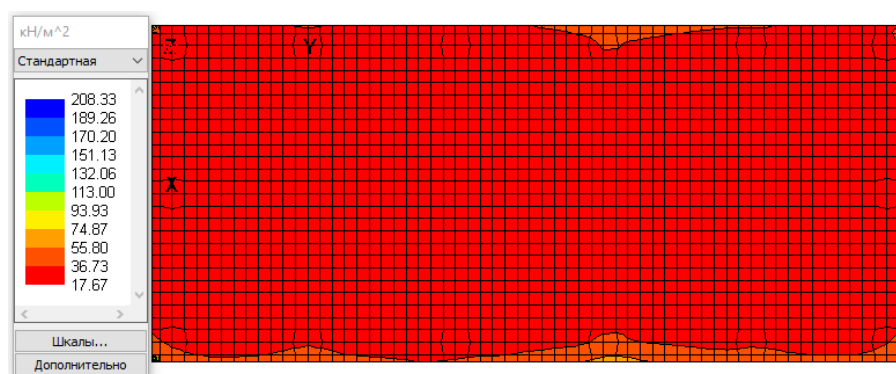


Рис. 8. Изополя отпора грунта под подошвой МФП в расчетной схеме № 2 расчетной модели № 2

Таким образом, в результате моделирования напряженно-деформированного состояния одноэтажного каркасного здания, получившего повреждение, можно сделать следующие выводы:

1. Расчетным путем установлено, что прочность железобетонных ригелей поперечных рам каркаса на основное сочетание нагрузок и прочность МФП на особое сочетание нагрузок не обеспечена.

2. При выполнении капитального ремонта здания с целью снижения нагрузки на МФП рекомендуется заменить существующую кирпичную кладку наружных стен на легкие металлические сэндвич-панели.

3. Разработать конструкцию металлического покрытия, частично нагружающую существующие ригели каркаса, с образованием сталежелезобетонной конструкции, в которой опорные узлы ребристых плит чердачного перекрытия с помощью вертикальных металлических стержней подвешиваются к узлам нижнего пояса новых металлических ферм.

4. После реализации предложенных технических решений несущие конструкции каркаса, фундамент и основание здания будут удовлетворять условиям по первой и по второй группам предельных состояний.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шашкин В.А.* Эффекты взаимодействия оснований и сооружений // Развитие городов и геотехническое строительство. 2012. № 14. С. 141–167.
2. *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.
3. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. Москва, 2016. 392 с.
4. *Шулятьев О.А.* Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 202–244.
5. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Кузнецов Е.Н.* О современных проблемах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // Бетон и железобетон – пути развития : научн. тр. II Всерос. (Междунар.) конф. В пяти книгах. Т. 1. Пленарные доклады. Москва, 2005. С. 149–166.
6. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26.
7. *Алмазов В.О., Климов А.Н.* Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 102–109.
8. *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.
9. *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 // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений : VI Международный симпозиум. Владивосток, 2016. С. 133–134.
10. *Юсубе 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. *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)
2. *Shashkin A.G., Shashkin K.G.* Vzaimodeistvie zdaniya i osnovaniya: metodika rascheta i prakticheskoe primeneniye pri proektirovanii [Interaction of building and foundation: Design methodology and practical application], V.M. Ulitskii, Ed., Saint-Petersburg: Stroiizdat, 2002. 48 p. (rus)
3. *Shulyat'ev O.A.* Osnovaniya i fundamente vysoznykh zdanii [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow: ASV, 2018. 392 p. (rus)
4. *Shulyat'ev O.A.* Fundamente vysoznykh zdanii [Foundations of high-rise buildings]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014. No. 4. Pp. 202–244. (rus)

5. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N. O sovremennykh problemakh rascheta vysotnykh zdaniy iz monolitnogo zhelezobetona [Current problems in strength analysis of high-rise solid reinforced concrete buildings]. In: II Vseros. (Mezhdunar.) konf. Beton i zhelezobeton – puti razvitiya. Nauchn. Tr. Konf. V pyati knigakh (Proc. 2nd Int. Sci. Conf. 'Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future'), in 5 vol., Vol. 1. 2005. Pp. 149–166. (rus)
6. Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G. Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktssii [Consideration of changes in design diagram in structural analysis]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)
7. Almazov V.O., Klimov A.N. Eksperimental'noe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya konstruktssii vysotnogo zdaniya [Experimental investigation of stress-strain state of high-rise buildings]. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 10. Pp. 102–109. (rus)
8. 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)
9. 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 konstruktssii i sooruzhenii (Proc. 6th Int. Sci. Symp. 'Relevant Computer Modeling Problems of Structures'). Vladivostok, 2016. Pp. 133–134. (rus)
10. 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

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

Андриенко Ирина Арсентьевна, инженер, ООО «СПТЦ», 634059, г. Томск, ул. Стародеповская, 1, ia_andrienko_29@mail.ru

Authors Details

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

Irina A. Andrienko, Engineer, ООО "SPTTs", Tomsk, Russia, ia_andrienko_29@mail.ru