

УДК 699.88

UDC 699.88

**АНАЛИЗ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ПО СЕМНАДЦАТИЭТАЖНОМУ ЖИЛОМУ ДОМУ В Г. КРАСНОДАРЕ**

**THE ANALYSIS OF DESIGN DECISIONS FOR A SEVENTEEN-FLOOR HOUSE IN KRASNODAR**

Дегтярева Ольга Георгиевна  
к.т.н., доцент  
*Кубанский государственный аграрный университет, Краснодар, Россия*

Degtyareva Olga Georgievna  
Cand. Tech. Sci., associate professor  
*Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia*

Сайда Сальман Камалович  
к.т.н., доцент  
*Кубанский государственный аграрный университет, Краснодар, Россия*

Saida Salman Kamalovich  
Cand. Tech. Sci., associate professor  
*Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia*

Дегтярев Владимир Георгиевич  
магистр техники и технологии

Degtyarev Vladimir Georgievich  
master of techniques and technology

Табаев Иван Алексеевич  
магистрант техники и технологии

Tabayev Ivan Alekseevich  
undergraduate of techniques and technology

В статье рассматриваются особенности анализа ряда проектных решений при ненормативном состоянии семнадцатипятиэтажного жилого здания

In the article the features of the analysis of a number of design decisions are considered at a substandard condition of a seventeen-floor residential building

Ключевые слова: КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ЗДАНИЯ, СБОР И АНАЛИЗ НАГРУЗОК, НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ, РАБОТА ОСНОВАНИЯ, ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ

Keywords: CONSTRUCTIVE SOLUTION OF BUILDING, COLLECTING AND ANALYZING LOADINGS, BEARING CONSTRUCTIONS, BASE WORK, ASSESSMENT OF CONDITION OF BUILDING

Анализ выполнен с применением многофункционального программного комплекса для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения «STARK\_ES 201W». Расчетная модель, полученная на основе комплексного метода обследования здания [1] при всестороннем учете сочетания нагрузок [2], подробно описывает конструктивную схему здания, в том числе с учетом грунтовых условий. Целью расчета является получение данных для выявления всех основных параметров конструкций здания и сравнения их с принятыми проектными решениями.

Исходные данные для расчета.

– Расчетный вес снегового покрова по СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия – 1,2 кН/м<sup>2</sup>;

– Нормативное ветровое давление по СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия – 0,48 кН/м<sup>2</sup>;

– Расчетная сейсмичность площадки строительства – 8 баллов;

Категория грунта (СНиП II-7-81\*) – II; Уровень ответственности здания – II.

Конструктивные решения жилого здания.

Каркас здания выполнен из монолитных железобетонных колонн, диафрагм жесткости и плит перекрытия. Фундамент запроектирован свайным (из буронабивных свай длиной 15м сечением 35x35см), объединенным монолитным ростверком.

Сбор расчетных нагрузок.

На рисунке 1 представлена схема ветровых и снеговых нагрузок.

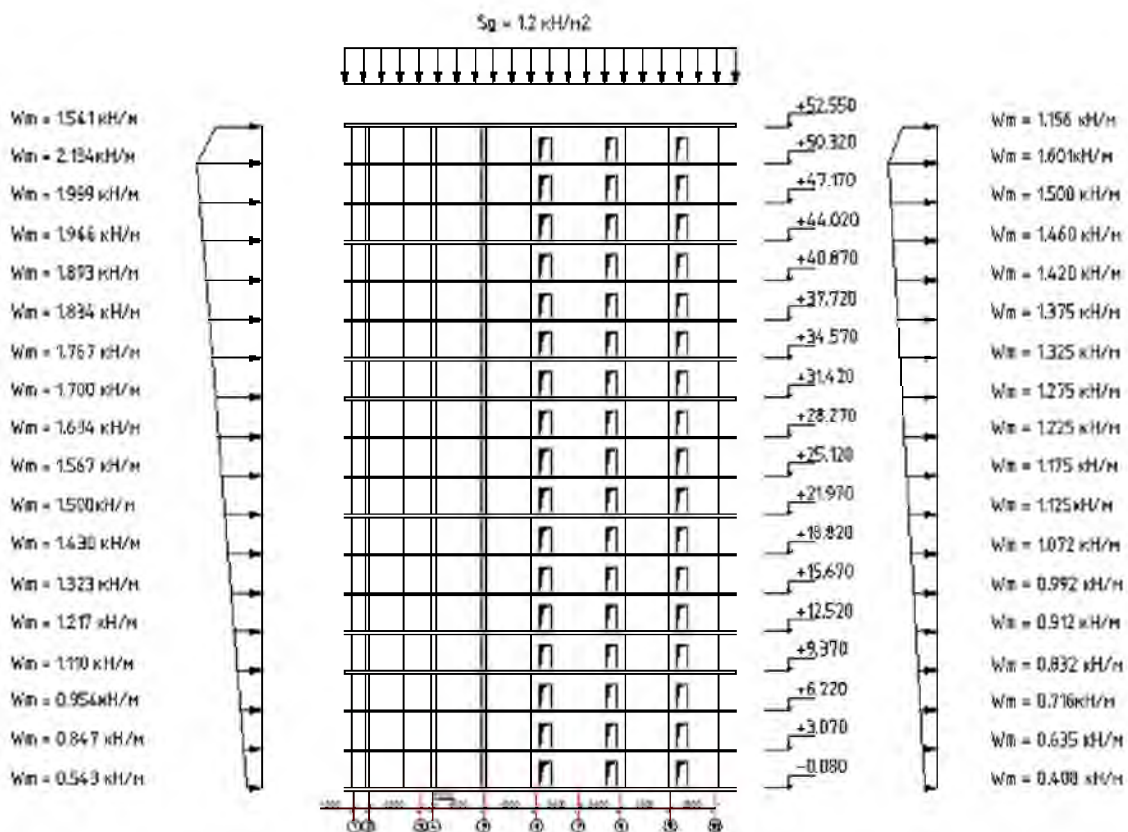


Рисунок 1 – Схема ветровых и снеговых нагрузок

Сбор нагрузок представлен в таблице 1.

Таблица 1 – Сбор нагрузок

Наименование нагрузки	Единица измерения	Расчетное значение	Коэф-т надежности $\gamma$ (кН)	Длительная часть (Кд)	Номер нагружения
Постоянные и длительные нагрузки					
Собственный вес несущих конструкций	кН/м <sup>3</sup>	27,5	1,1	1,0	1
Вес перегородок	кН/м	7,04	1,1	1,0	2
Вес ограждающих конструкций	кН/м	7,37-10,48	1,1	1,0	2
Временные нагрузки на плиты перекрытия					
на перекрытия этажей:					
жилые помещения	кН/м <sup>2</sup>	1,95	1,3	0,2	3
коридоры, лестницы	кН/м <sup>2</sup>	3,6	1,2	0,33	
балконы	кН/м <sup>2</sup>	2,4	1,2	0,35	
Покрытие на участках прочих	кН/м <sup>2</sup>	0,5	1,3	0	3
Снеговая нагрузка на кровлю	кН/м <sup>2</sup>	1,2	1,4	0,5	4
Ветровая нагрузка:					5 – по оси ОУ 6-по оси ОХ
На наветренную сторону здания	кН/м	0,543-2,134	1,4	0	
На заветренную сторону здания		0,408-1,601			

Расчетная часть по принятым проектным решениям.

Расчетная модель здания подготовлена в ПК «STARK\_ES 201W», конечно-элементная модель приведена на рисунке 2.

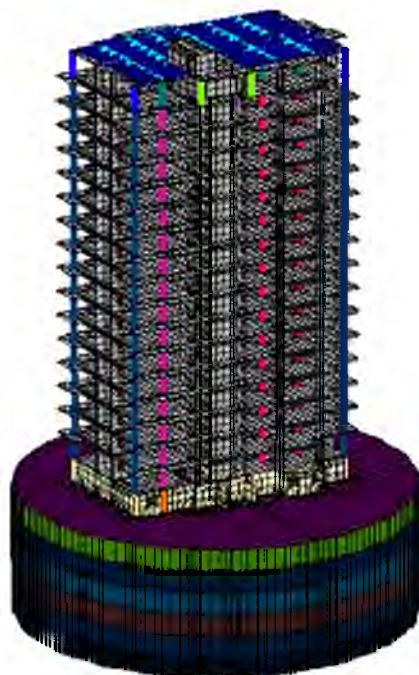


Рисунок 2 – Расчетная 3D - модель

Ряд материалов конечно-элементного проекта представлен в таблицах 2 – 4.

Таблица 2 – Материалы 3D-стержней

№	A	As	At	Ir	Is	It	E
	[м2]	[м2]	[м2]	[м4]	[м4]	[м4]	[кН/м2]
1	0,00148	0,00036	0,00050	1,62e-008	1,58e-006	7,91e-007	2,06e+008
2	0,00234	0,00095	0,00071	4,7e-008	1,34e-006	1,53e-005	2,06e+008
3	0,00243	0,00143	0,00067	1,36e-005	6,08e-006	1,33e-005	2,06e+008
4	0,00390	0,00113	0,00245	1,07e-007	5,07e-006	2,69e-005	2,06e+008
5	0,00394	0,00092	0,00133	1,08e-007	1,12e-005	5,89e-006	2,06e+008
6	0,12000	0,00000	0,00000	0,00194	0,0016	0,0009	3e+007
7	0,16000	0,00000	0,00000	0,0036	0,00213	0,00213	3e+007
8	0,24000	0,00000	0,00000	0,00751	0,0032	0,0072	3e+007
9	0,32000	0,00000	0,00000	0,0117	0,00427	0,0171	3e+007
10	0,32000	0,00000	0,00000	0,0117	0,0171	0,00427	3e+007
11	0,35000	0,00000	0,00000	0,0163	0,00729	0,0143	3e+007
12	0,40000	0,00000	0,00000	0,0204	0,00833	0,0213	3e+007
13	0,40000	0,00000	0,00000	0,0204	0,0213	0,00833	3e+007

A – площадь поперечного сечения; Ir– момент инерции отн. OR;

As– сдвиговая площадь в напр.OS; Is– момент инерции отн. OS;

At– сдвиговая площадь в напр.OT; It– момент инерции отн. OT;

E – модуль упругости; G – модуль сдвига;

Rho– плотность материала.

Таблица 3 – Материалы ребер

№	b	h	E	G	Rho	e
	[м]	[м]	[кН/м2]	[кН/м2]	[т/м3]	[м]
14	0,150	0,193	3e+007	1,3e+007	7,00	-0,2
15	0,200	0,250	3e+007	1,3e+007	2,75	-0,23
16	0,200	0,250	3e+007	1,3e+007	2,75	-0,2
17	0,250	0,250	3e+007	1,3e+007	2,75	0,05
18	0,260	0,250	3e+007	1,3e+007	2,75	-0,23

b – ширина поперечного сечения; h – высота поперечного сечения;

E – модуль упругости; G – модуль сдвига;

Rho – плотность материала; e – эксцентриситет;

Примечание: материал №14 исключен.

Таблица 4 – Изотропные материалы

No.	d	E	Mue	Rho
	[м]	[кН/м2]		[т/м3]
19	0,2	3e+007	0,2	2,75
20	0,3	3e+007	0,2	2,75
21	0,45	3e+007	0,2	2,75
22	0,75	3e+007	0,2	2,75
23	0,9	3e+007	0,2	2,75

d – толщина; Rho– плотность материала;

E – модуль упругости; Mue– коэффициент Пуассона.

Осуществим расчет собственных колебаний каркаса здания для определения пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Данные для расчета собственных колебаний представлены на рисунке 3.

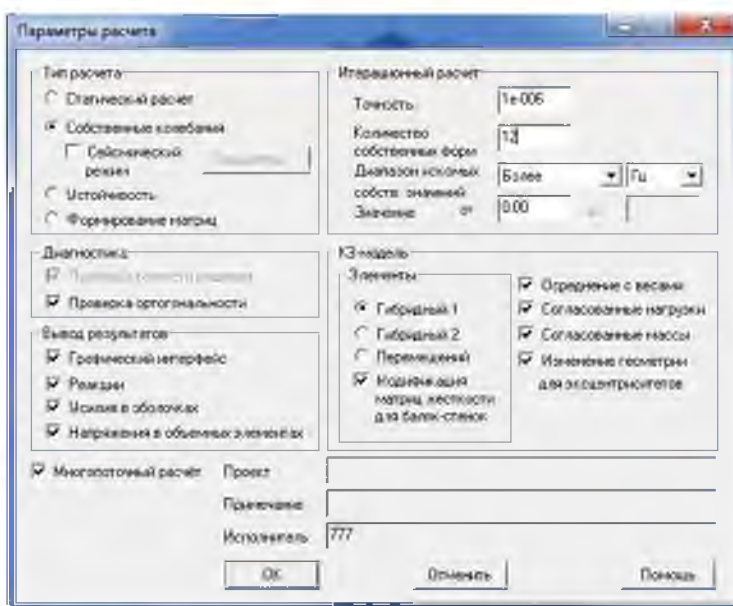
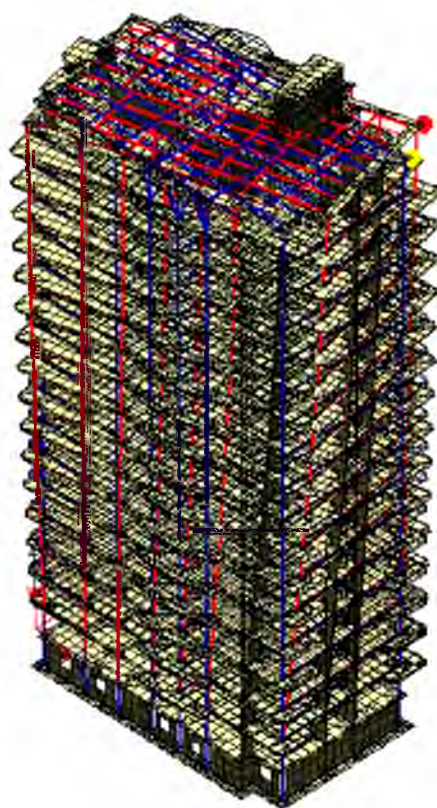


Рисунок 3 – Данные для расчета собственных колебаний

Для расчета и анализа системы задано исследование 12 форм собственных колебаний, результаты третьей формы представлены на рисунке 4.



Форма – 3. Мах перемещение = 24,9273 мм в узле 23440

Рисунок 4 – 3-я форма колебаний

Произведем анализ периодов и частот собственных колебаний. Результаты представлены в таблице 5.

Таблица 5 – Собственные частоты

Форма	W	f	T
	рад/с	Гц	с
1	3,63	0,58	1,73
2	4,37	0,70	1,44
3	4,79	0,76	1,31
4	13,40	2,13	0,47
5	16,11	2,56	0,39
6	17,06	2,72	0,37
7	22,05	3,51	0,28
8	22,75	3,62	0,28
9	24,20	3,85	0,26
10	25,39	4,04	0,25
11	29,60	4,71	0,21
12	30,13	4,79	0,21

Вывод: в результате проведенного расчета установлены значения частот собственных колебаний, 1-ая частота которых  $f_1=0,58$  не превышает предельного значения собственной частоты  $f_l=1,4$ . В связи с этим дальнейший расчет будет осуществлен по СНиП 2.01.07-85\* п. 6.7(в).

Расчет пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Определение пульсационных составляющих ветровой нагрузки выполняется динамическим расчетом с учетом «s» первых форм собственных колебаний сооружения в соответствии с п. 6.10 СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия».

Задание данных по определению пульсационной нагрузки по «У» направлению представлены на рисунке 5.

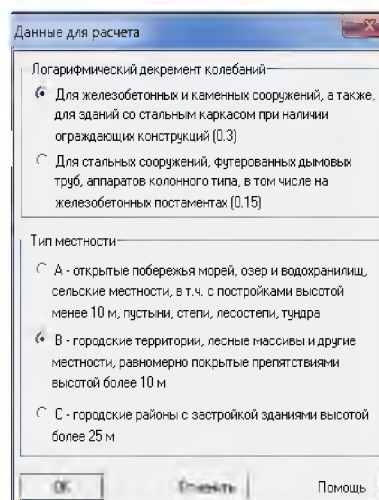




Рисунок 5 – Данные для определения пульсационной нагрузки  
 Задание данных по определению пульсационной нагрузки по «Х» направлению представлены на рисунке 6.

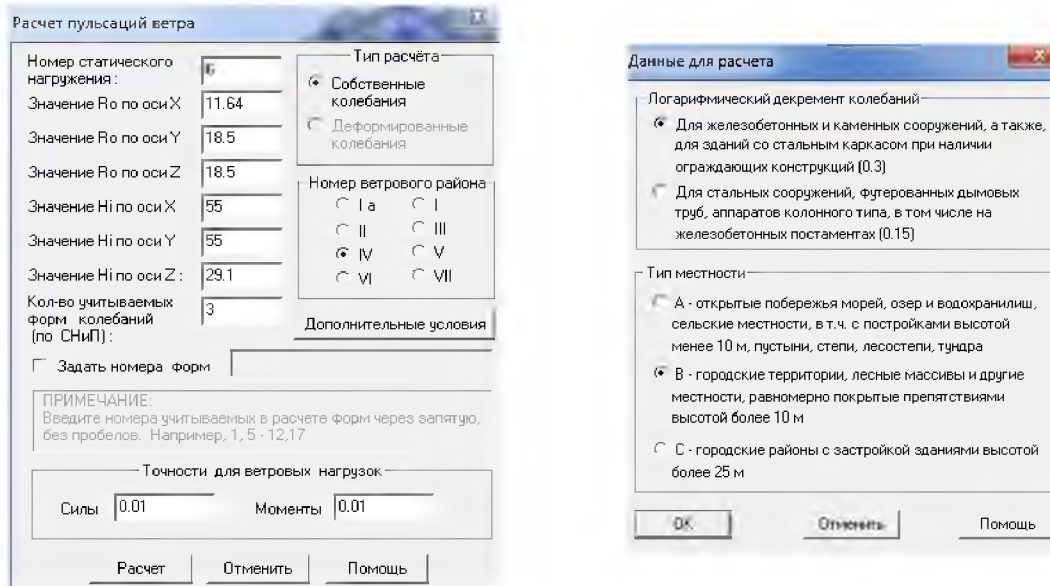


Рисунок 6 – Данные для определения пульсационной нагрузки

Вывод: в результате проведенного расчета сформированы пульсационные составляющие ветровой нагрузки.

Динамический анализ (расчет собственных значений) для расчета сейсмической нагрузки.

Расчет собственных колебаний каркаса здания с учетом сейсмического режима. Данные для расчета собственных колебаний представлены на рисунке 7.

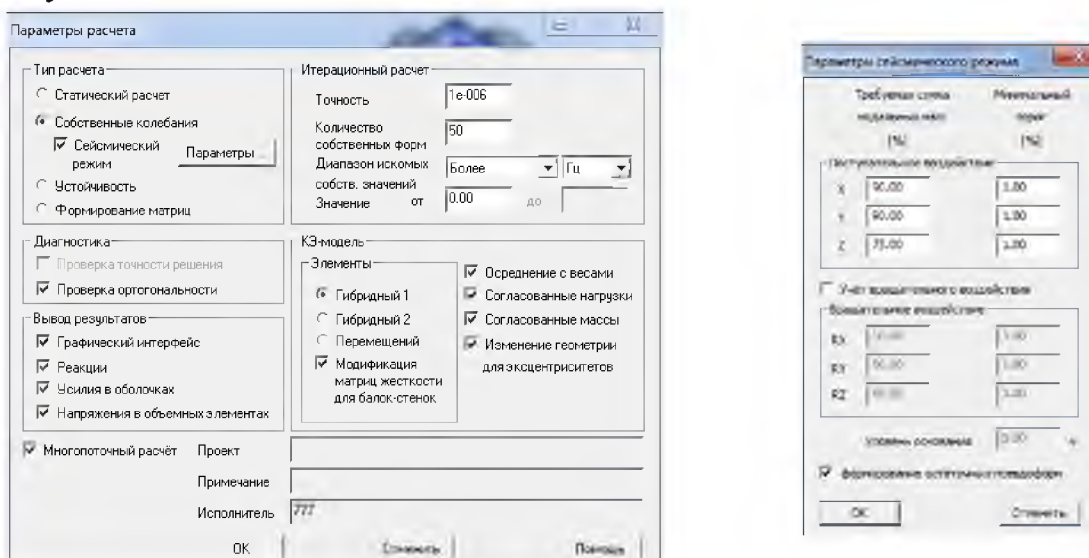


Рисунок 7 – Данные для расчета собственных колебаний

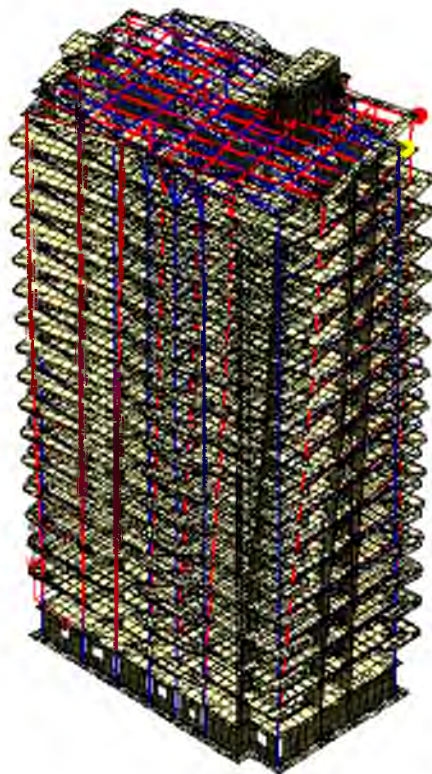


Произведем анализ периодов и частот собственных колебаний для определения сейсмических нагрузок, результаты представлены в таблице 6.

Таблица 6 – Собственные частоты

Форма	W	f	T
	рад/с	Гц	с
1	3,63	0,58	1,73
2	4,37	0,70	1,44
3	4,79	0,76	1,31
4	13,40	2,13	0,47
5	16,11	2,56	0,39
6	17,06	2,72	0,37
7	29,60	4,71	0,21
8	33,51	5,33	0,19
9	33,94	5,40	0,19
10	34,76	5,53	0,18
11	36,26	5,77	0,17
12	36,88	5,87	0,17
13	37,62	5,99	0,17
14	38,11	6,07	0,16
15	38,92	6,19	0,16
16	39,66	6,31	0,16
17	40,65	6,47	0,15
18	50,54	8,04	0,12
19	51,54	8,20	0,12
20	725,95	115,54	0,01
21	669,84	106,61	0,01
22	659,58	104,98	0,01

Для расчета и анализа системы задано исследование 50 форм собственных колебаний, результаты третьей формы представлены на рисунке 8.



Форма – 3. Мах перемещение = 24,9273 мм в узле 23440

Рисунок 8 – 3-я форма колебаний

Вывод: проанализировав расчет собственных колебаний здания, установлено значение периода по первой форме колебаний  $T=1,73$ . На основании оптимального соотношения периода колебаний и высоты здания  $T = 0,021H$  необходимо отметить, что здание не обладает должной жесткостью для строительства в сейсмическом районе [3].

Расчет сейсмических нагрузок от первого поступательного воздействия.

Расчет производится в соответствии с СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах». Сейсмичность площадки в баллах  $S = 8$ . Из соответствующих значения коэффициентов  $K_1=0,25$ ;  $K_{psi}=1,3$ ; категория грунта II.

Направление сейсмического воздействия задается направляющими косинусами  $CX$ ,  $CY$  и  $CZ$ . Данные по заданию сейсмических нагрузок по 1-му направлению представлены на рисунке 9.

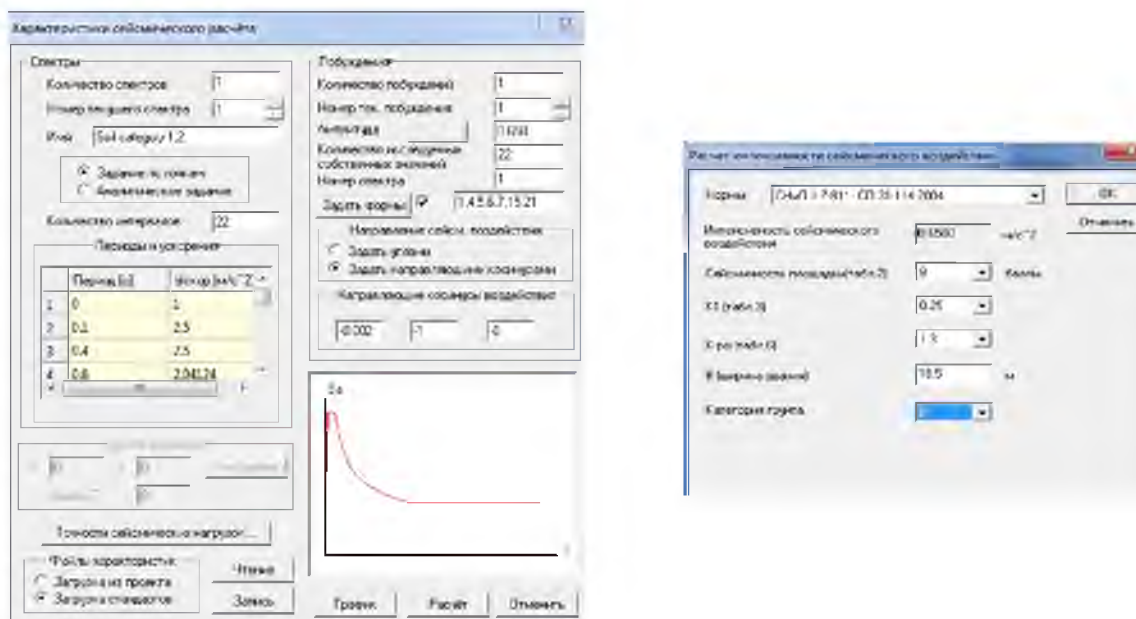


Рисунок 9 – Данные для определения сейсмической нагрузки

Вывод: В результате сейсмического расчета сформированы псевдо-статические нагрузки.

Статический анализ.

В статическом расчете участвуют следующие нагружения:

НГ1 – постоянная расчетная нагрузка собственный вес конструкций ( $\gamma_f=1,1$ );

НГ2 – нагрузка от веса конструкций стен и перегородок, ( $\gamma_f=1,1$ );

НГ3 – расчетная полезная нагрузка ( $\gamma_f=1,2, \gamma_f=1,3$ );

НГ4 – расчетная снеговая нагрузка ( $\gamma_f=1,4$ );

НГ5 – расчетная ветровая нагрузка на конструкцию по направлению Y ( $\gamma_f=1,4$ );

НГ6 – расчетная ветровая нагрузка на конструкцию по направлению X ( $\gamma_f=1,4$ );

НГ7-9 – пульсации ветра в направлении OY;

НГ10-12 – пульсации ветра в направлении OX;

НГ13-19 – сейсмическое воздействие по 1-му направлению;

НГ20-25 – сейсмическое воздействие по 2-му направлению;

НГ26-32 – сейсмическое воздействие по наихудшему направлению.

Для анализа перемещений заданы комбинации, ряд из которых приведен в таблице 7.

Таблица 7 – Комбинации

Номер	НГ-1	НГ-2	НГ-3	НГ-4	НГ-5	НГ-6	НГ-7	НГ-8	НГ-9	НГ-10
К-1	1,0	0,95	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0
К-2	1,0	0,95	0,9	0,9	0,9	0	0,9	0,9	0,9	0
К-3	1,0	0,95	0,9	0,9	0	0,9	0	0	0	0,9
К-4	0,9	0,8	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0
К-5	0,9	0,8	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0
К-6	0,9	0,8	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0

Определение осадок фундамента здания.

Данные для расчета осадок фундамента здания представлены на рисунке 10.

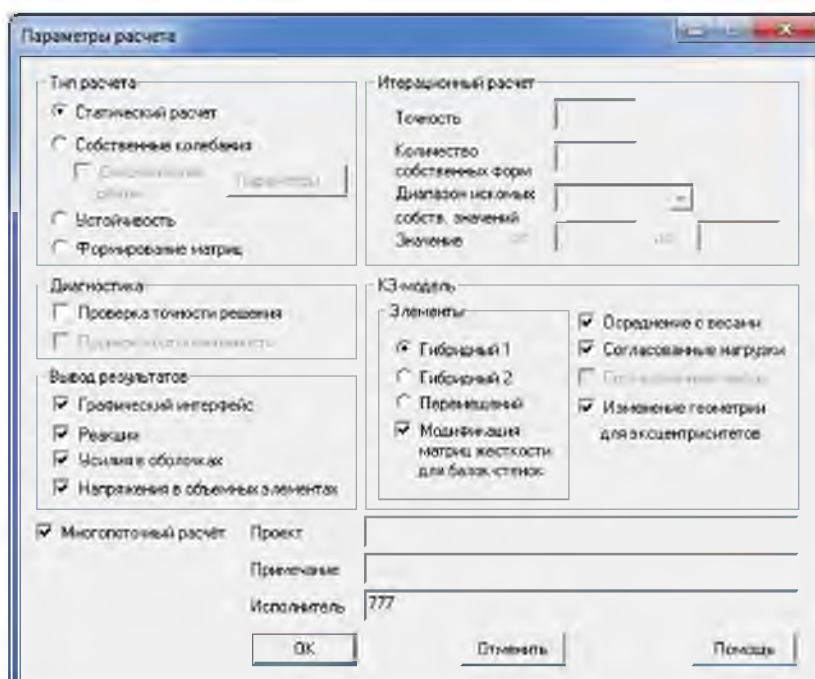
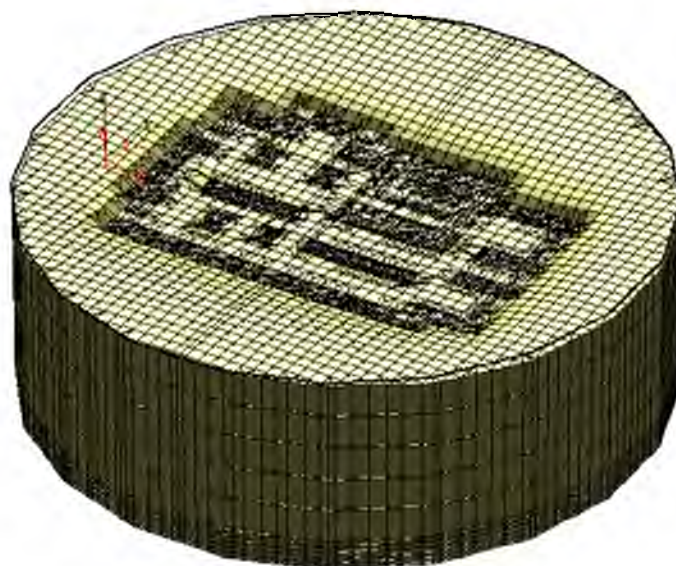


Рисунок 10 – Данные для расчета осадок фундамента

Один из видов перемещения фундамента представлен на рисунке 11.



Мах перемещение = 25,5921 мм в узле 45652  
 Рисунок 11 – Перемещение от 1 комбинации

Вывод: в соответствии со СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений», а именно Приложением 4 предельные деформации основания не должны превышать 80 мм – условие выполнено.

Определение горизонтальных перемещений каркаса здания.

Данные для расчета горизонтальных перемещений каркаса здания представлены на рисунке 12.

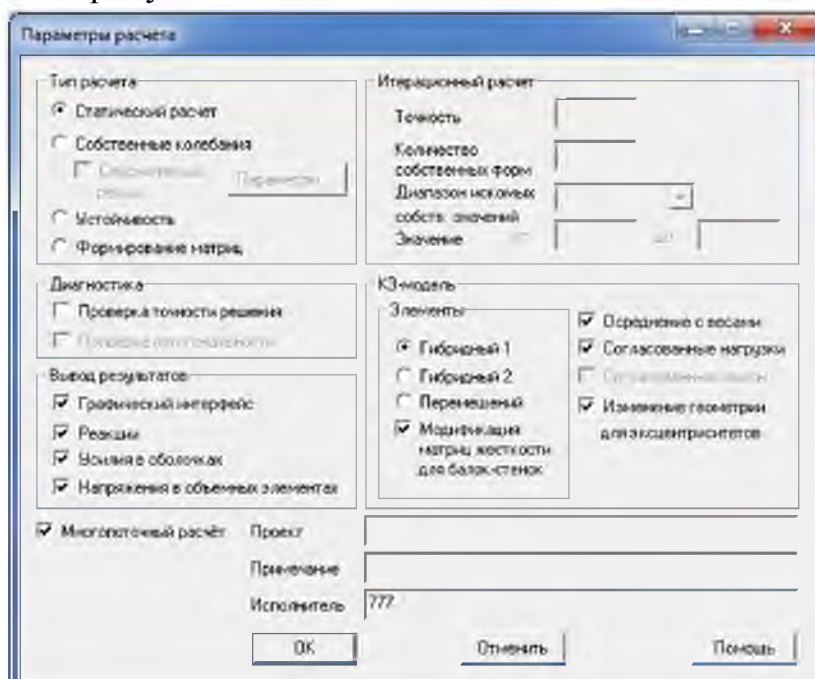
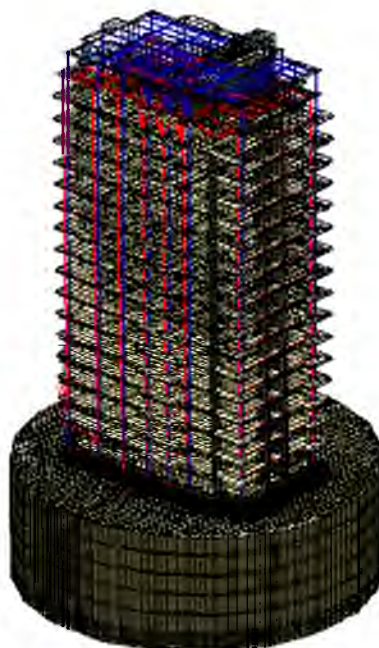


Рисунок 12 – Данные для расчета горизонтальных перемещений каркаса здания



Определим горизонтальные перемещения каркаса здания от основных сочетаний нагрузок по осям ОХ и ОУ. Один из результатов расчета представлен на рисунке13.



К = 100, Max:Узел 66538, Ux=4.304 мм Min:Узел 50867,Ux=-4,023 мм  
Комбинация 1

Рисунок 13– Перемещение вдоль оси ОХ от 1-ой комбинации

Вывод: согласно СНиП 2.01.07-85, а именно – п.10.13 горизонтальные предельные перемещения многоэтажных каркасных зданий должны удовлетворять требованию  $f_v \leq \frac{h}{50}$ , где  $h=52,55$  м. Согласно расчету максимальное горизонтальное перемещение составило 43,590 мм – условие выполнено.

Определение вертикальных прогибов плит перекрытия, а также их армирования.

Согласно СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах», а именно п. 2.17. Расчет зданий и сооружений с учетом сейсмического воздействия, как правило, производится по предельным состояниям первой группы. В случаях, обоснованных технологическими требованиями, допускается производить расчет по второй группе предельных состояний.

В таблице 8 представлено сочетание нагрузок, по которому производится расчет.

Таблица 8 – Комбинации нагрузок

Номер	НГ-1	НГ-2	НГ-3	НГ-4
К-1	0,909	0,909	0,25	0,35

Анализ плиты перекрытия на отметке–0,080.

Исходными данными для расчета по определению прогибов является плита перекрытия на отметке–0,080 представленная на рисунке 14.

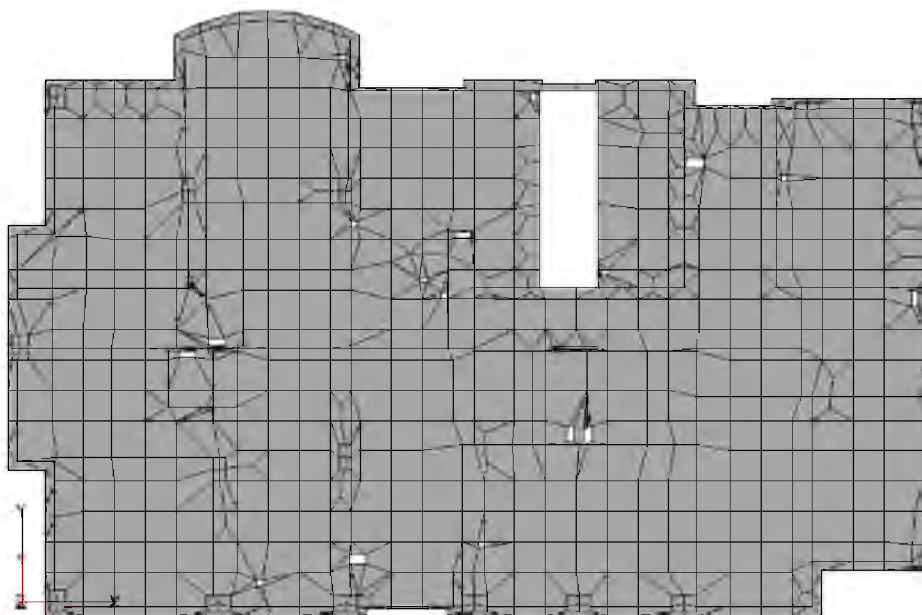


Рисунок 14 – Плита перекрытия на отметке – 0,080

Расчетная схема к определению прогибов приведена на рисунке 15.

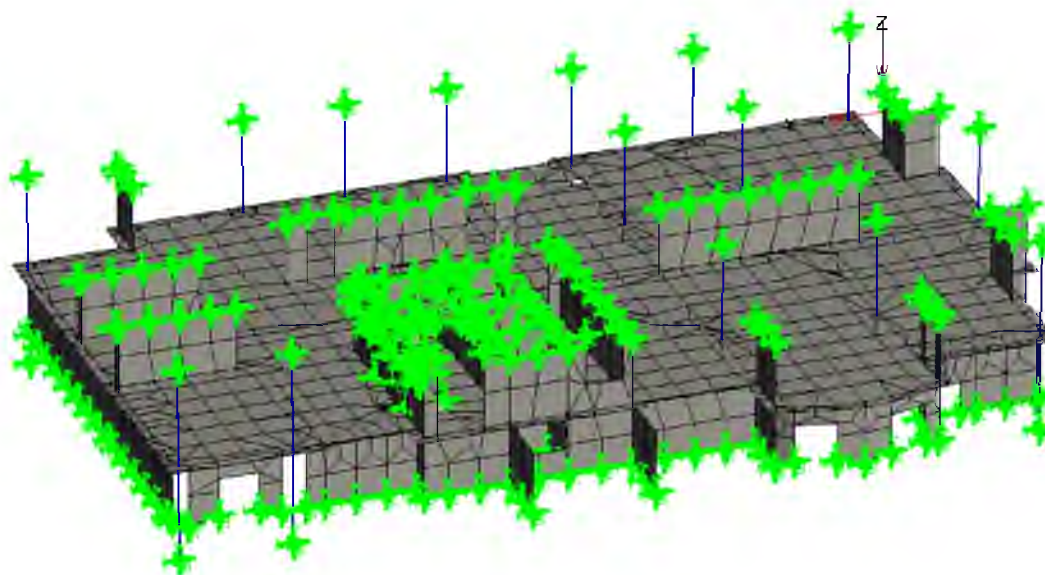


Рисунок 15 – Расчетная схема к определению прогибов

На рисунке 16 представлены параметры расчета по определению прогибов плиты перекрытия на отметке–0,080.



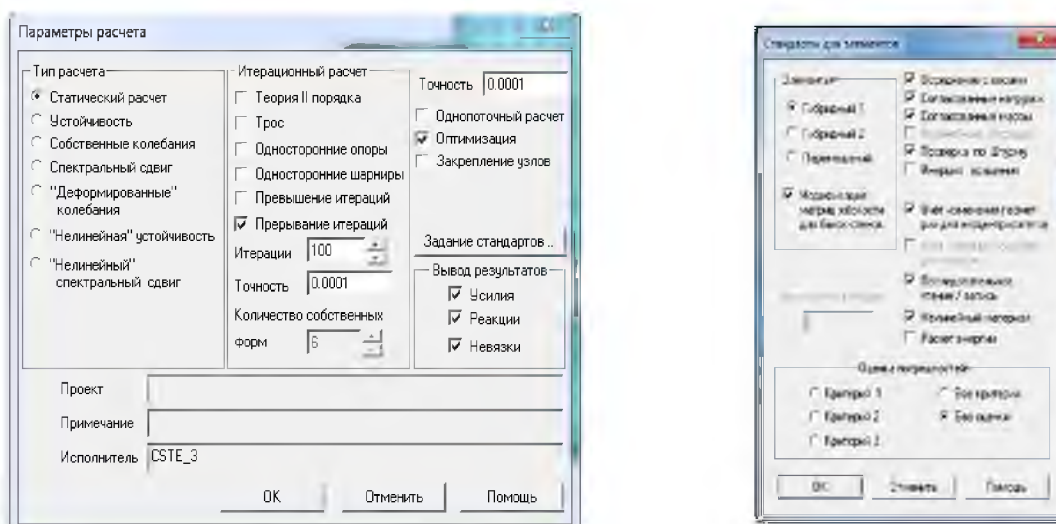
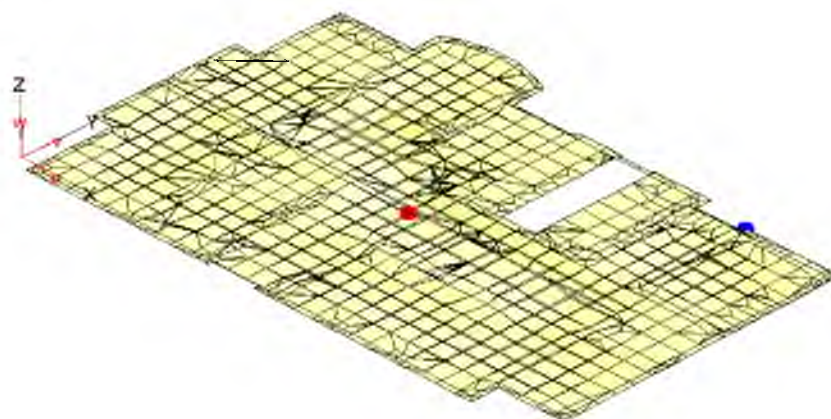


Рисунок 16 – Параметры расчета по определению прогибов

Результаты расчета прогиба плиты перекрытия на отметке -0,080 представлены на рисунке 17.



$K = 50$ ; Max перемещение  $-3,001$  мм в узле 504; Комбинация – 1  
Рисунок 17 – Прогибы плиты перекрытия на отметке  $-0,080$

Произведем расчет по армированию плиты перекрытия. Расчет осуществляем в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

Задание данных по армированию плиты перекрытия на отметке -0,080 представлено на рисунке 18.

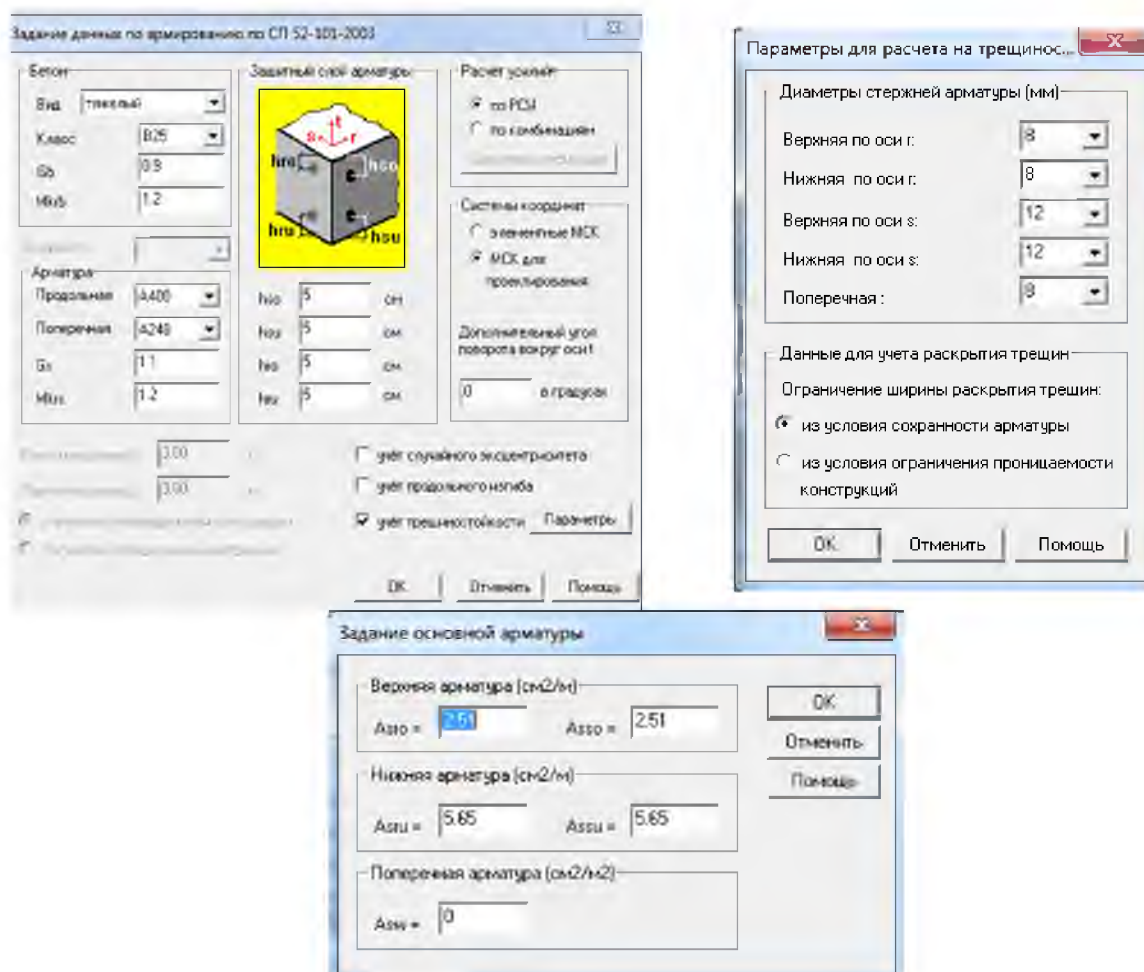
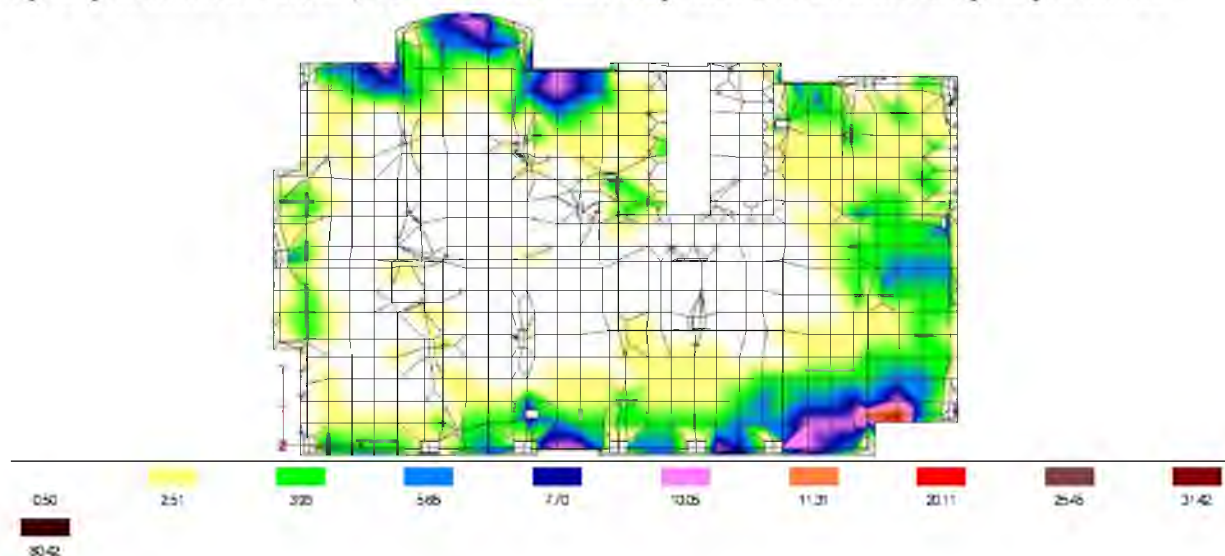
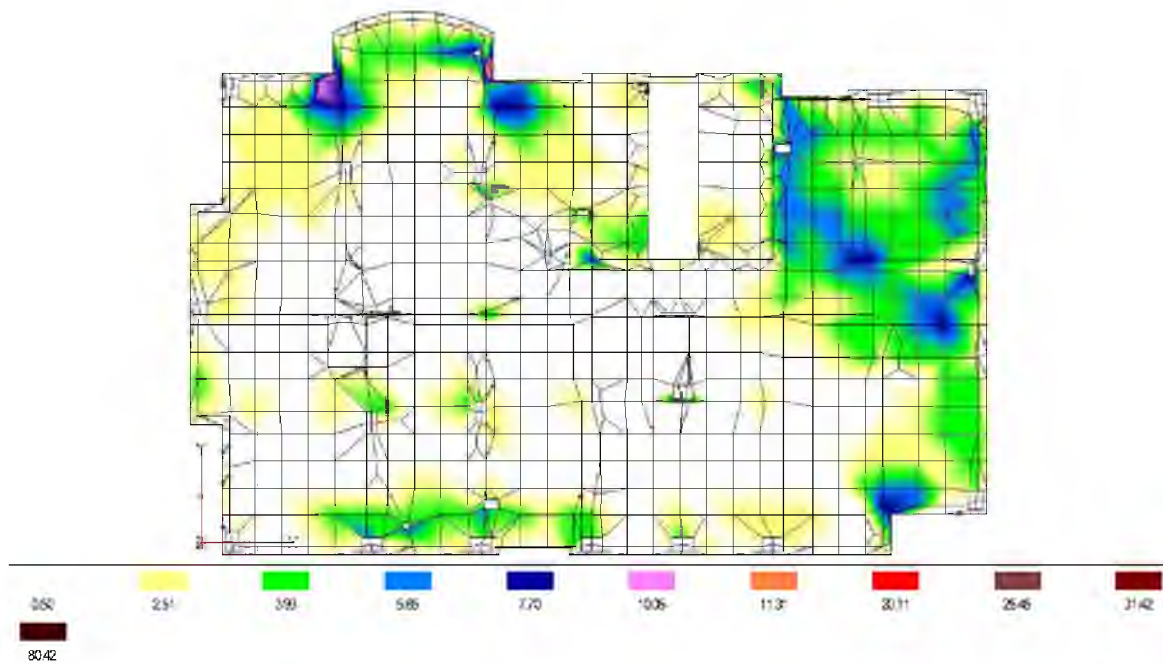


Рисунок 18 – Задание данных по армированию плиты перекрытия  
 Результаты расчета армирования плиты перекрытия на отметке -0.080.  
 На рисунках 19–20 изображены изополя площадей поперечного сечения  
 армирования по осям, соответственно верхнего и нижнего армирования.



Расчет по РСУ;  $MinAsro = 0 \text{ см}^2/\text{м}$ ,  $MaxAsro = 12,2168 \text{ см}^2/\text{м}$

Рисунок 19 – Верхнее армирование плиты перекрытия на отметке -0,080  
 вдоль локальной оси «г»



Расчет по РСУ; MinAsso = 0 см<sup>2</sup>/м, MaxAsso = 12,3883 см<sup>2</sup>/м

Рисунок 20 – Верхнее армирование плиты перекрытия на отм. –0,080 вдоль локальной оси «S»

Другие расчетные изополя площадей поперечного сечения армирования по осям, с целью экономии объема статьи не приводятся.

Анализ плиты перекрытия типового этажа.

Исходными данными для расчета по определению прогибов является плита перекрытия типового этажа, представленная на рисунке 21.

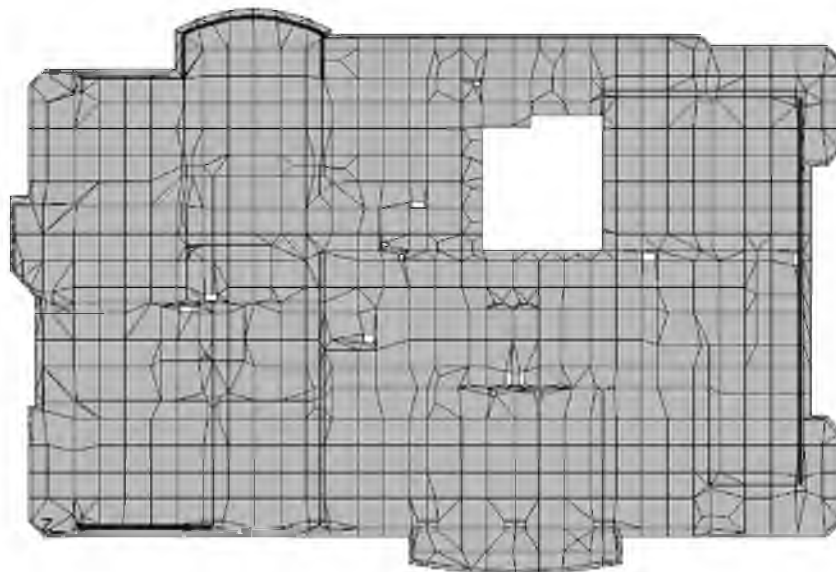


Рисунок 21– Плита перекрытия типового этажа



Расчетная схема к определению прогибов приведена на рисунке 22.

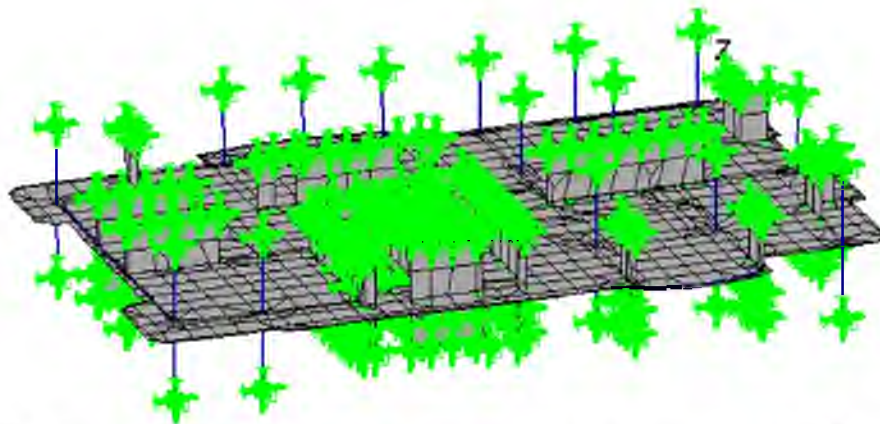


Рисунок 22 – Расчетная схема к определению прогибов

Задание данных для определения прогибов, с учетом армирования представлено на рисунке 23.

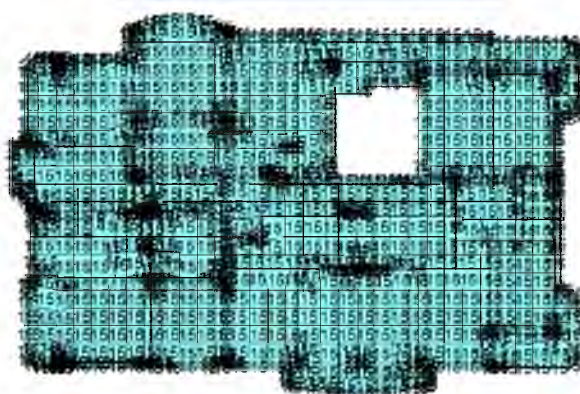
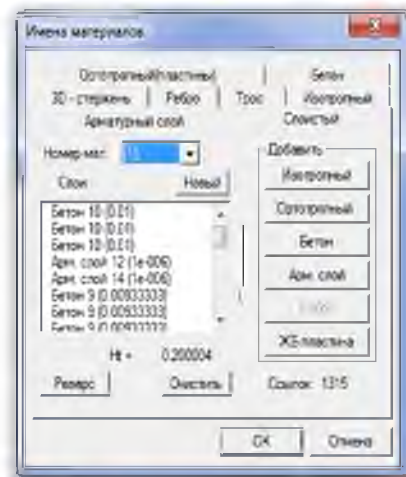


Рисунок 23 – Задание данных для определения прогибов

На рисунке 24 представлены параметры расчета по определению прогибов плиты перекрытия типового этажа.

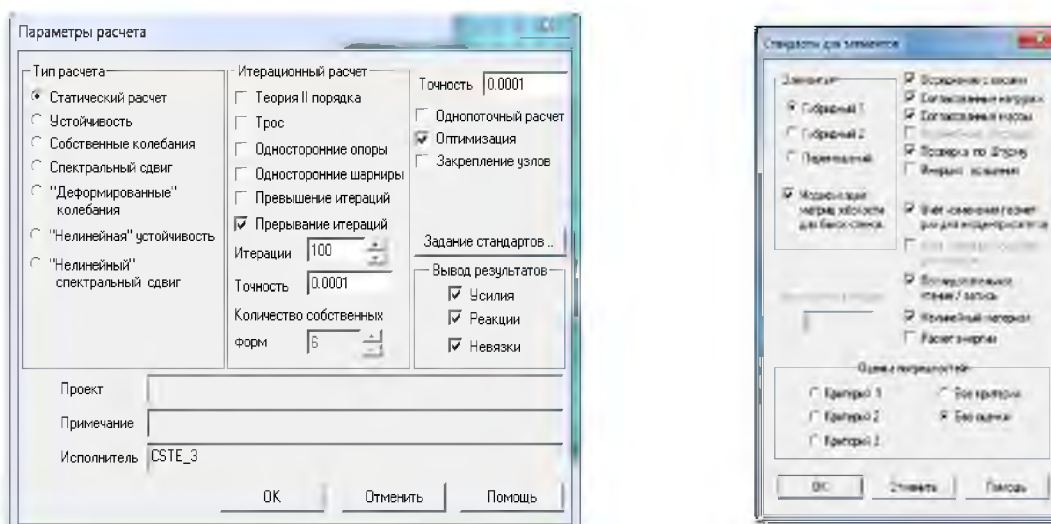
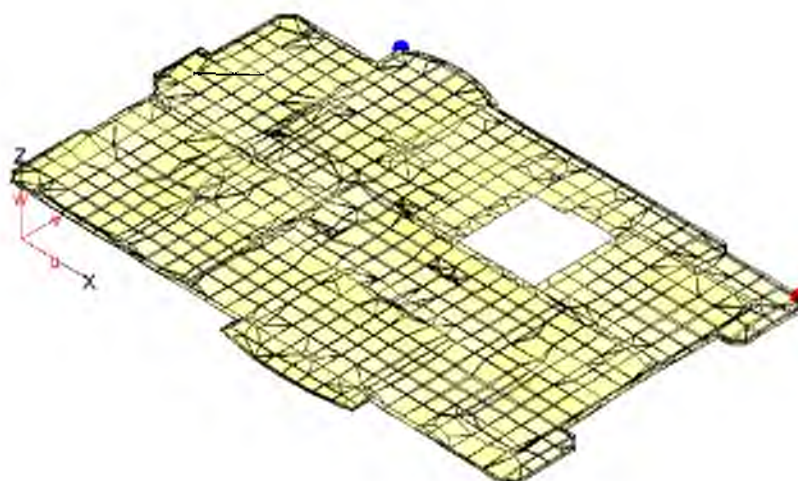


Рисунок 24 – Параметры расчета по определению прогибов

Результаты расчета по определению прогибов плиты перекрытия типового этажа представлены на рисунке 25.



$K = 50$ ; Max перемещение  $-5,212$  мм в узле 1129; Комбинация 1  
Рисунок 25 – Прогибы плиты перекрытия типового этажа

Задание данных по армированию плиты перекрытия типового этажа представлено на рисунке 26.

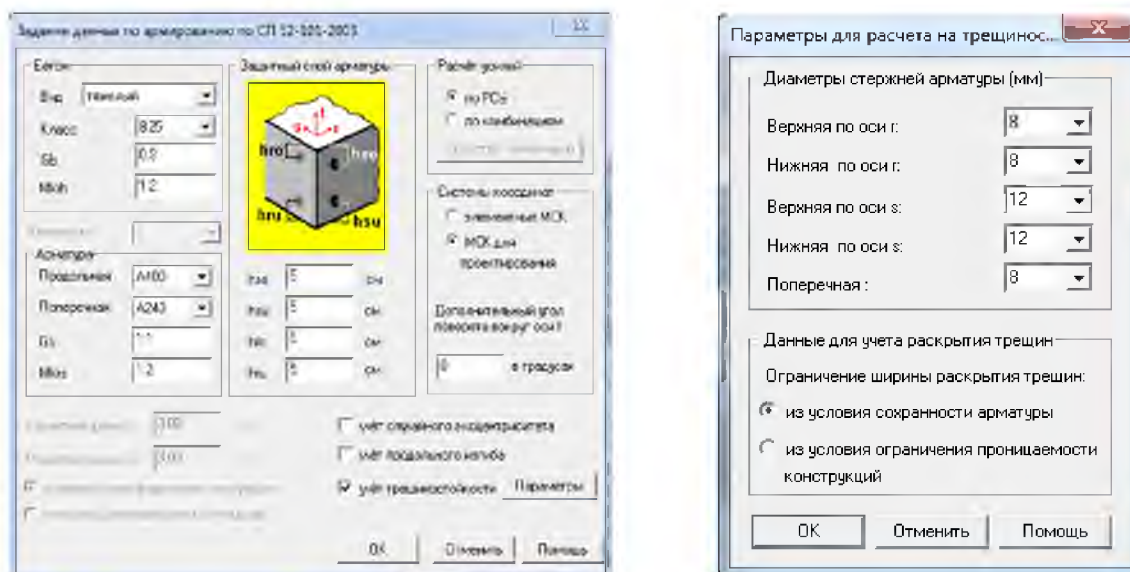
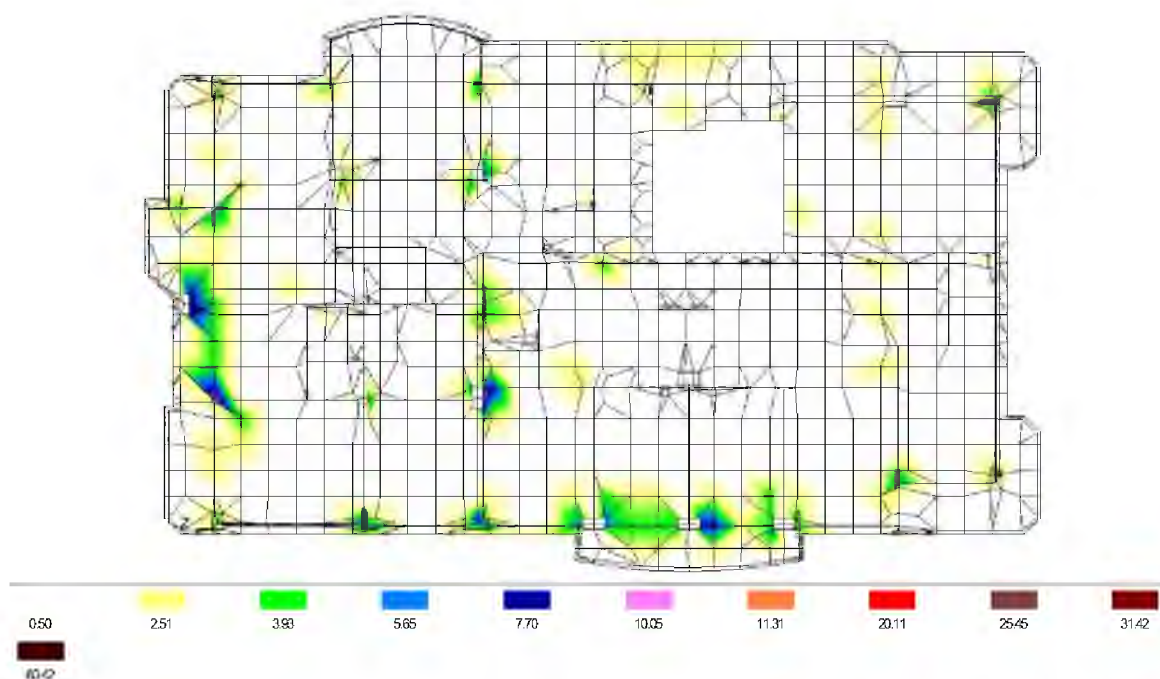


Рисунок 26 – Задание данных по армированию плиты перекрытия

На рисунке 27, в качестве примера, изображены изополя площади поперечного сечения армирования вдоль локальной оси «г».



Расчет по РСУ;  $MinA_{sgo} = 0 \text{ см}^2/\text{м}$ ,  $MaxA_{sgo} = 8,37573 \text{ см}^2/\text{м}$

Рисунок 27 – Верхнее армирование плиты перекрытия типового этажа вдоль локальной оси «г».

Вывод: числовое значение площади поперечного сечения полевого армирования, находящегося в плитах перекрытия, составляет  $5,65 \text{ см}^2$ , что превосходит числовые значения площади арматуры, полученные при по-

верочном расчете – условие прочности выполняется. Однако ранее полученные расчеты указывают на то, что здание не обладает должной жесткостью для строительства в сейсмическом районе. При этом на сегодня существуют методы [4], позволяющие повысить жесткость жилого дома, доведя её до норм строительства в сейсмическом районе.

### Список литературы

1. Коженко Н.В. Комплексный метод обследования зданий и сооружений при совместной работе с вышками связи/ Коженко Н.В., Дегтярев В.Г., Дегтярев Г.В., Табаев И.В.// Политематический сетевой электронный журнал КубГАУ, 2013, №89(05) IDA 0891305043. – 26 с.
2. Дегтярев Г.В. Комплексный и индивидуальный учет сочетания нагрузок как метод анализа безопасности строения/ Дегтярев Г.В., Дегтярева О. Г., Дегтярев В.Г., Коженко Н. В., Кулага И.Г.// Политематический сетевой электронный журнал КубГАУ, 2014, №95(01) IDA 0951401042. – 26 с.
3. Дегтярев, Г.В. Анализ промышленной безопасности существующего здания с учетом взаимовлияния проектируемого рядом на фундаментах различного вида/ Г.В. Дегтярев, О.Г. Дегтярева, В.Г. Дегтярев, И.Г. Кулага// Труды Кубанского государственного аграрного университета, – Краснодар, 2013. Вып.4(43). – С. 277-282.
4. Способ реконструкции промышленных и гражданских зданий. Дегтярев Г.В., Кенебас С.С., Дегтярев В.Г. Патент на изобретение RUS240086110.09.2012.

### References

1. Kozhenko N.V. Kompleksnyj metod obsledovaniya zdaniy i sooruzhenij pri sovmestnoj rabote s vyshkami svjazi/ Kozhenko N.V., Degtjarev V.G., Degtjarev G.V., Tabaev I.V.// Politematicheskij setevoj jelektronnyj zhurnal KubGAU, 2013, №89(05) IDA 0891305043. – 26 s.
2. Degtjarev G.V. Kompleksnyj i individual'nyj uchet sochetaniya nagruzok kak metod analiza bezopasnosti stroenija/ Degtjarev G.V., Degtjareva O. G., Degtjarev V.G., Kozhenko N. V., Kulaga I.G.// Politematicheskij setevoj jelektronnyj zhurnal KubGAU, 2014, №95(01) IDA 0951401042. – 26 s.
3. Degtjarev, G.V. Analiz promyshlennoj bezopasnosti sushhestvujushhego zdaniya s uchetom vzaimovlijaniya proektiruemogo rjadom na fundamentah razlichnogo vida/ G.V. Degtjarev, O.G. Degtjareva, V.G. Degtjarev, I.G. Kulaga// Trudy Kubanskogo gosudarstvennogo agrarnogo universiteta, – Krasnodar, 2013. Vyp.4(43). – S. 277-282.
4. Sposob rekonstrukcii promyshlennyh i grazhdanskih zdaniy. Degtjarev G.V., Kenebas S.S., Degtjarev V.G. Patent na izobretenie RUS240086110.09.2012.