

УДК 691.841

**КОМПЛЕКСНЫЙ И ИНДИВИДУАЛЬНЫЙ  
УЧЕТ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК КАК  
МЕТОД АНАЛИЗА БЕЗОПАСНОСТИ  
СТРОЕНИЙ**

Дегтярев Георгий Владимирович  
д.т.н., профессор, Заслуженный строитель Кубани

Дегтярева Ольга Георгиевна  
к.т.н., доцент

Дегтярев Владимир Георгиевич  
магистр техники и технологии

Коженко Наталья Владимировна  
соискатель

Кулага Игорь Геннадьевич  
магистрант  
*Кубанский государственный аграрный  
университет, Краснодар, Россия*

В статье на примере трехэтажного здания рассматривается предлагаемый метод анализа безопасности строений, основанный на комплексном и индивидуальном учете сочетания нагрузок

Ключевые слова: НАГРУЗКИ, КОНСТРУКТИВНАЯ СИСТЕМА, МЕТОД, РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ, АНАЛИЗ, МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ, СТРОЕНИЯ, ОБСЛЕДОВАНИЕ, КОМПЛЕКСНЫЙ МЕТОД

UDC 691.841

**COMPLEX AND INDIVIDUAL ACCOUNTING  
OF THE COMBINATION OF LOADINGS AS A  
METHOD OF THE ANALYSIS OF SAFETY OF  
STRUCTURES**

Degtyarev Georgiy Vladimirovich  
Dr.Sci.Tech., professor, Deserved builder of Kuban

Degtyareva Olga Georgievna  
Cand.Tech.Sci., associate professor

Degtyarev Vladimir Georgievich  
master of techniques and technology

Kozhenko Natalia Vladimirovna  
competitor

Kulaga Igor Gennadevich  
master student  
*Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia*

In this article on the example of the three-floor building the offered method of the analysis of safety of the structures, based on the complex and individual accounting of a combination of loadings is considered

Keywords: LOADINGS, CONSTRUCTIVE SYSTEM, METHOD, SETTLEMENT MODEL, ANALYSIS, MATHEMATICAL MODELLING, STRUCTURES, INSPECTION, COMPLEX METHOD

Индивидуальный и комплексный учет и анализ влияния сочетания нагрузок на безопасность строений рассмотрим на примере трехэтажного здания, с цокольным и чердачным этажами, расположенного в г. Краснодаре. Кровля здания скатная. В плане здание прямоугольной формы с размерами в осях – 52,54 × 15,65 м. Здание имеет четыре входа и выхода.

Конструктивная система здания – стеновая, а несущими элементами являются стены и перекрытия [1]. Роль ограждающих элементов выполняют наружные кирпичные стены, облицованные вентилируемыми фасадами. Главные фасады здания представлены на рисунке 1.



Рисунок 1 – Главный фасад здания

Вертикальную связь в здании между этажами обеспечивают два лестничных марша и лифт. Между подвальным и первым этажом имеется еще один лестничный марш. Лестничные клетки закрытого типа, с естественным освещением через оконные проемы в ограждающих стенах и искусственным освещением [2]. Лестничные марши расположены в пределах плана здания – в осях 2-3, А-В; 8-9, А-В и 4-5, Г-Д. Лестничные клетки, в виде встроенных конструкций, с поэтажной разрезкой, не влияющих на жесткость каркаса здания, что соответствует СНиП II-7-81\*. План первого этажа приведен на рисунке 2.

Фундаменты – ленточные сборные железобетонные, с шириной подошвы 0,76 м [3]. Стены наружные выполнены из полнотелого глиняного кирпича и имеют толщины, 380 мм. Перегородки в здании выполнены толщинами 120, 200, 250 мм из полнотелого глиняного кирпича и из ГКЛ (гипсокартонных листов). Плиты перекрытия имеют толщину 300 мм.

Конструкция покрытия в здании представляет собой деревянную вальмовую кровлю, с уклоном в основной части равным 23°.



Рисунок 2 – План первого этажа

Комплексный метод обследования зданий находит применение [4], однако в ряде случаев, необходим индивидуальный учет конкретных ситуаций, для углубленного анализа, что и будет рассмотрено далее.

Визуальным обследованием здания установлено, что оно находится в работоспособном состоянии [5].

В результате инструментального обследования установлено, что глубина заложения ленточного фундамента здания составляет 230 см. Сечение подушки ленты 30x76 см, выполнено из бетона класса В20.

На основании проведенного обследования необходимо осуществить математическое моделирование фактического состояния здания, что позволит выполнить прогнозирование его поведения в целом и по основным конструктивным элементам, даже в перспективе.

Настоящий расчет выполнен с применением многофункционального программного комплекса для расчета, исследования и проектирования конструкций «STARK\_ES 201W». Расчетная модель подробно описывает конструктивную схему здания, в том числе с учетом грунтовых условий.

При выполнении расчетов были использованы следующие исходные данные:

- Расчетный вес снегового покрова по СП 20.13330.20011 – 1,2 кН/м<sup>2</sup>;
- Нормативное ветровое давление по СП 20.13330.20011 – 0,48 кН/м<sup>2</sup>;
- Расчетная сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- Категория грунта (СП 14.13330.20011) – II;
- Уровень ответственности здания – II.

Здание запроектировано в виде стеновой кирпичной конструкции.

Сбор равномерно распределенных нагрузок на покрытия и стены сведен в таблицу 1.

Таблица 1 – Нагрузки на перекрытия и стены

Наименование нагрузки	Единица измерения	Расчетное значение	Коэф-т надежности $\gamma_f$ (кН)	Длительная часть (Кд)	Номер нагружения
Постоянные и длительные нагрузки					
Собственный вес несущих конструкций	кН/м <sup>3</sup>	18, 25	1,1	1,0	1
Вес перегородок	кН/м	6,7-8	1,1	1,0	2
Вес конструкции кровли	кН/м	0,685	1,1	1,0	4
Вес конструкции кровли	кН	8,02	1,1	1,0	4
Временные нагрузки на перекрытия					
на перекрытия этажей:					
на общих коридорах и лестницах	кН/м <sup>2</sup>	3,6	1,2	0,35	3
в кабинетах	кН/м <sup>2</sup>	2,4	1,2	0,35	
в актовом зале	кН/м <sup>2</sup>	4,8	1,2	0,35	
на чердаке	кН/м <sup>2</sup>	0,91	1,3	0,35	3
Снеговая нагрузка на кровлю	кН/м <sup>2</sup>	1,176	1,4	0,5	5
Ветровая нагрузка:					
На наветренную сторону здания	кН/м <sup>2</sup>	0,38 – 0,48	1,4	0	6 – по оси OY 7 – по оси OX
На заветренную сторону здания		0,24 – 0,26			

Собственный вес конструкций включен с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,1$ .

Значение средней составляющей ветровой нагрузки рассчитывается для IV ветрового района, типа местности В, высота сооружения 12,7 м.

Расчет средней составляющей ветровой нагрузки по схеме 2. Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями [6].

Исходные данные: характеристическое значение ветрового давления  $W_0 = 0,48$  кПа (IV ветровой район). Тип местности В.

Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий,  $z = 12,7$  м,  $d = 52,5$  м,  $h = 12,7$  м,  $b = 0$  м.

Схема приложения нагрузки на стены приведена на рисунке 3.

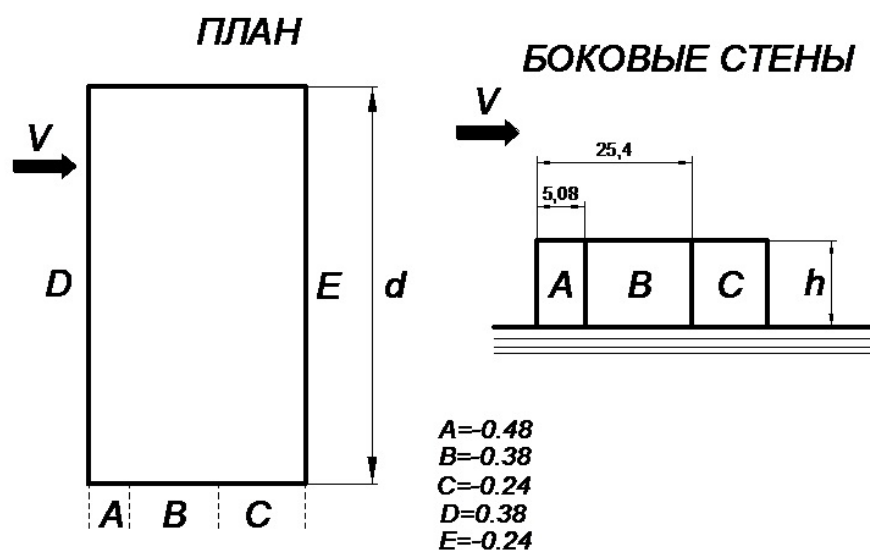


Рисунок 3 – Схема приложения нагрузки на стены

Аэродинамические коэффициенты:  $c_a = -1$ ,  $c_b = -0,8$ ,  $c_c = -0,5$ ,  $c_d = 0,8$ ,  $c_e = -0,5$  (длина зоны А 5,08 м, зоны В 20,32 м).

Коэффициенты учета изменения ветрового давления с высотой:  $k = 0,7152$ .

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки (кПа):

- 1)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7152 \times (-1) = -0,4806$  ;
- 2)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7152 \times (-0,8) = -0,3845$  ;
- 3)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7152 \times (-0,5) = -0,2403$  ;
- 4)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7152 \times 0,8 = 0,3845$  ;
- 5)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7152 \times (-0,5) = -0,2403$  .

Расчет средней составляющей ветровой нагрузки по схеме 2. Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями [6].

Исходные данные:

Характеристическое значение ветрового давления  $W_0 = 0,48$  кПа (IV ветровой район). Тип местности В.

Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий,  $z = 15,2$  м,  $d = 52,5$  м,  $h = 15,2$  м,  $b = 0$  м,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\beta = 23^\circ$ .

Схема приложения нагрузки на кровлю приведена на рисунке 4.

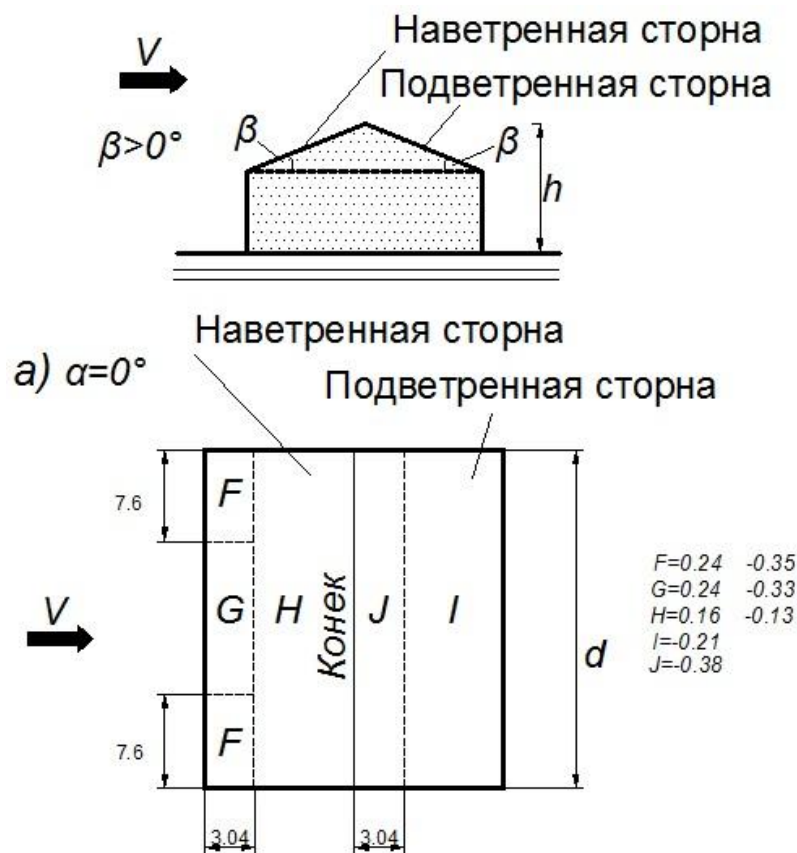


Рисунок 4 – Схема приложения нагрузки на кровлю

Аэродинамические коэффициенты:  $c_f = 0,4667$ ,  $c_f = -0,6867$ ,  $c_g = 0,4667$ ,  $c_g = -0,64$ ,  $c_h = 0,3067$ ,  $c_h = -0,2467$ ,  $c_i = -0,4$ ,  $c_j = -0,7333$ .

Коэффициенты учета изменения ветрового давления с высотой:  $k = 0,7685$ .

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки (кПа):

- 1)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times 0,4667 = 0,241$ ;
- 2)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,6867) = -0,3546$ ;
- 3)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times 0,4667 = 0,241$ ;
- 4)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,64) = -0,3305$ ;
- 5)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times 0,3067 = 0,1584$ ;
- 6)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,2467) = -0,1274$ ;
- 7)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,4) = -0,2066$ ;
- 8)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,7333) = -0,3787$ .

Расчет средней составляющей ветровой нагрузки по схеме 2. Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями [6].

Исходные данные:

Характеристическое значение ветрового давления  $W_0 = 0,48$  кПа (IV ветровой район). Тип местности В.

Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий,  $z = 15,2$  м,  $d = 12,7$  м,  $h = 15,2$  м,  $b = 0$  м.

Схема приложения нагрузки на стены приведена на рисунке 5.

Аэродинамические коэффициенты:  $c_a = -1$ ,  $c_b = -0,8$ ,  $c_c = -0,5$ ,  $c_d = 0,8$ ,  $c_e = -0,5$  (длина зоны А 2,54 м, зоны В 10,16 м).

Коэффициенты учета изменения ветрового давления с высотой:  $k = 0,7685$ .

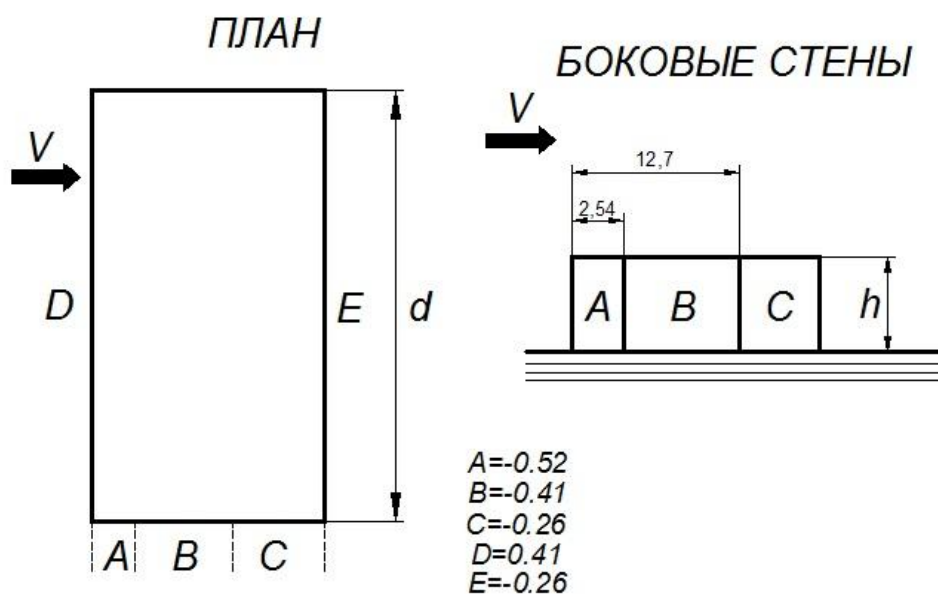


Рисунок 5 – Схема приложения нагрузки на стены

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки (кПа):

- 1)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-1) = -0,5164$ ;
- 2)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,8) = -0,4132$ ;
- 3)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,5) = -0,2582$ ;
- 4)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times 0,8 = 0,4132$ ;
- 5)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,5) = -0,2582$ .

Расчет средней составляющей ветровой нагрузки по схеме 2. Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями [6]. Исходные данные:

Характеристическое значение ветрового давления  $W_0 = 0,48$  кПа (IV ветровой район). Тип местности В.

Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий,  $z = 15,2$  м;  $d = 12,7$  м,  $h = 15,2$  м,  $b = 0$  м,  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\beta = 23^\circ$ .

Схема приложения нагрузки на кровлю приведена на рисунке 6.

Аэродинамические коэффициенты:  $c_f = -1,1933$ ,  $c_g = -1,3533$ ,  $c_h = -0,7067$ ,  $c_i = -0,5$ ,  $c_j = 0$ .



Коэффициенты учета изменения ветрового давления с высотой:  
 $k = 0,7685$ .



Рисунок 6 – Схема приложения нагрузки на кровлю

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки (кПа):

- 1)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-1,1933) = -0,6163$ ;
- 2)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-1,3533) = -0,699$ ;
- 3)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,7067) = -0,365$ ;
- 4)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times (-0,5) = -0,2582$
- 5)  $1,4 \times 0,48 \times 0,7685 \times 0 = 0$ .

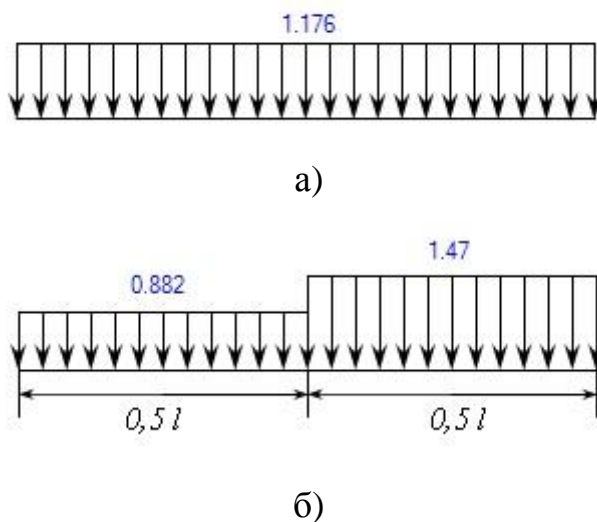
Расчет снеговой нагрузки.

Исходные данные:

Вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$   $1,2 \text{ кПа}$  (II снеговой район).

Покрытия двускатные. Уклон покрытия  $23^\circ$ .

Схема приложения нагрузки представлена на рисунке 7.



а – вариант 1; б – вариант 2

Рисунок 7 – Схема приложения снеговой нагрузки

Коэффициенты перехода от веса снегового покрова к снеговой нагрузке:  $\mu = 1$ .

Расчетные значения снеговой нагрузки (кПа):

- 1)  $1,4 \times 0,7 \times 1,2 \times 1 = 1,176$  ;
- 2)  $1,4 \times 0,7 \times 1,2 \times 0,75 \times 1 = 0,882$  ;
- 3)  $1,4 \times 0,7 \times 1,2 \times 1,25 \times 1 = 1,47$  .

Результаты проведенного расчета позволили получить расчетные величины нагрузок на здание. Таким образом, осуществлён сбор комплекса данных для выполнения математического моделирования состояния здания.

Расчетная модель здания подготовлена в ПК «STARK\_ES 201W», конечно-элементная модель приведена на рисунке 8.

Жесткости расчетной схемы представлены в таблице 2 и таблице 3.

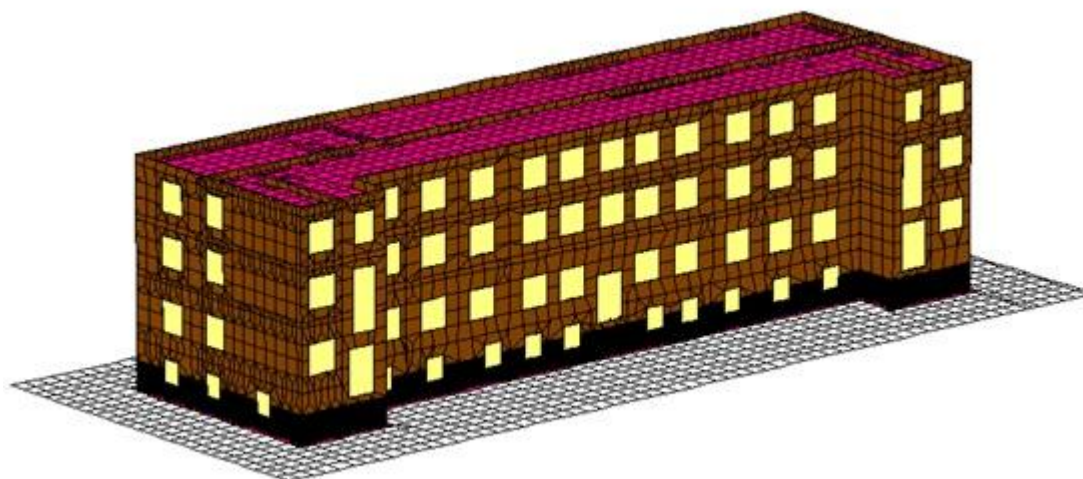


Рисунок 8 – Расчетная модель здания

Таблица 2 – Материалы ребер

№	Материалы ребер						
	b, м	h, м	E, кН/м <sup>2</sup>	G, кН/м <sup>2</sup>	Rho, т/м <sup>3</sup>	e, м	T <sub>fak</sub>
1	0,300	0,760	3,25e+007	1,3e+007	2,50	-0,2	1 ф.лента

b – ширина поперечного сечения, h – высота поперечного сечения,

E – модуль упругости, G – модуль сдвига,

Rho – плотность материала, e – эксцентриситет,

T<sub>fak</sub> – коэффициент снижения жёсткости на кручение.

Таблица 3 – Изотропные материалы

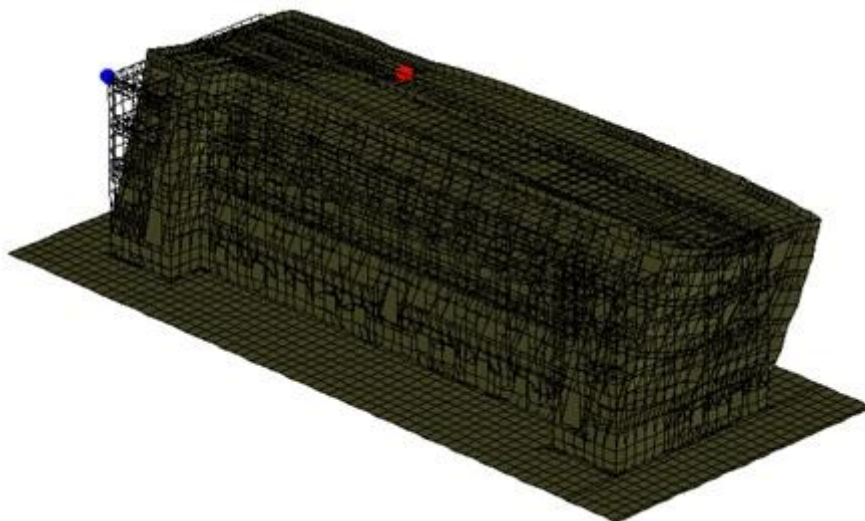
№	Материалы изотропные				
	d, м	E, кН/м <sup>2</sup>	Mue, т/м <sup>3</sup>	Rho	
2	0	1	0	0,00	окна
3	0,15	2,75e+007	0,2	2,50	лестница подвала
4	0,3	2,75e+007	0,2	2,50	плита перекрытия
5	0,38	3e+005	0,2	1,80	несущая стена
6	0,4	2,75e+007	0,2	2,50	фундаментный блок

d – толщина, Rho – плотность материала,

E – модуль упругости, Mue – коэффициент Пуассона.

Осуществим динамический анализ (расчет собственных колебаний) для 3-х этажного здания с цокольным этажом, принятыми за систему. Для

расчета пульсационной составляющей ветровой нагрузки и анализа системы задано исследование 6 форм собственных колебаний. Результат по 1-й форме колебаний представлен на рисунках 9.



$K = 200$ , Max: Узел 9964,  $U_x = 2,562$  мм Min: Узел 10115,  $U_x = -1,442$  мм

Рисунок 9 – 1-я форма колебаний

В таблице 4 представлены частоты собственных колебаний.

Таблица 4 – Собственные частоты

Форма	Собственные частоты		
	W рад/с	f Гц	T с
1	8,88	1,41	0,71
2	11,98	1,91	0,52
3	12,76	2,03	0,49
4	24,06	3,83	0,26
5	24,53	3,90	0,26
6	27,42	4,36	0,23

Произведем анализ периодов и частот собственных колебаний для всех форм, представленных в таблице 4.

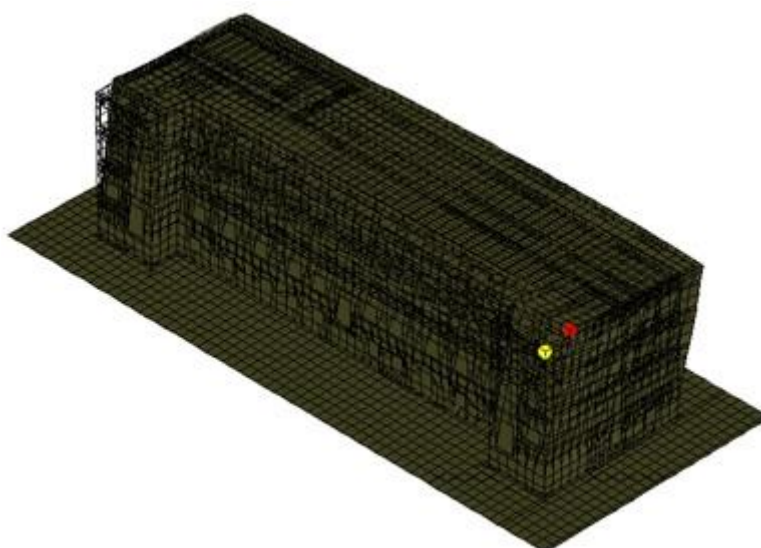
В результате определены значения частот и периодов собственных колебаний, которые являются элементом для генерации пульсационной составляющей ветровой нагрузки на здание.

Осуществим динамический анализ для расчета сейсмических нагрузок. Для анализа системы задано исследование 12 форм собственных колебаний. Результат по 1-й форме колебаний представлен на рисунке 10.

В таблице 5 представлены частоты собственных колебаний.

Таблица 5 – Собственные частоты

Форма	Собственные частоты		
	W, рад/с	f, Гц	T, с
1	8,96	1,43	0,70
2	12,09	1,92	0,52
3	12,86	2,05	0,49
4	24,27	3,86	0,26
5	24,72	3,93	0,25
6	30,58	4,87	0,21
7	31,49	5,01	0,20
8	33,53	5,34	0,19
9	36,50	5,81	0,17



Мах перемещение = 28,9709 мм в узле 10039

Рисунок 10 – 1-я форма колебаний

Произведем анализ периодов и частот собственных колебаний для определения сейсмических нагрузок, представленных в таблице 5.

В результате определены значения частот и периодов собственных колебаний, которые являются элементом для генерации сейсмических нагрузок на здание. Также произведен расчет по определению опасного направления для сейсмического воздействия, результат которого учтен в расчете сейсмических нагрузок [7].

Расчет сейсмических нагрузок от первого поступательного воздействия производится в соответствии с СП 14.13330.20011. Сейсмичность площади в баллах  $S = 9$ . Значения коэффициентов  $K_1 = 0,4$ ;  $K_{psi} = 1$ ;  $K_a = 1,5$ ;  $K_0 = 1,5$ .

Направление сейсмического воздействия задается направляющими косинусами  $CX$ ,  $CY$  и  $CZ$ . Учет сейсмического воздействия осуществляем по двум взаимно перпендикулярным направлениям и направлению, вносящему максимальный вклад по сумме факторов участия.

Осуществим статический анализ состояния здания. В статическом расчете участвуют следующие нагружения:

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

НГ2 – постоянная расчетная нагрузка (вес конструкций перегородок,  $\gamma_f=1,1$ );

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

НГ4 – расчетная нагрузка от веса кровли ( $\gamma_f=1,1$ );

НГ5 – расчетная снеговая нагрузка ( $\gamma_f=1,4$ );

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

НГ7 – расчетная ветровая нагрузка на конструкцию по направлению  $X$  ( $\gamma_f=1,4$ );

НГ8 – пульсационная составляющая ветровой нагрузки  $Y$ ;

НГ9 – пульсационная составляющая ветровой нагрузки X;

НГ10-11 – первое сейсмическое воздействие;

НГ12-15 – второе сейсмическое воздействие;

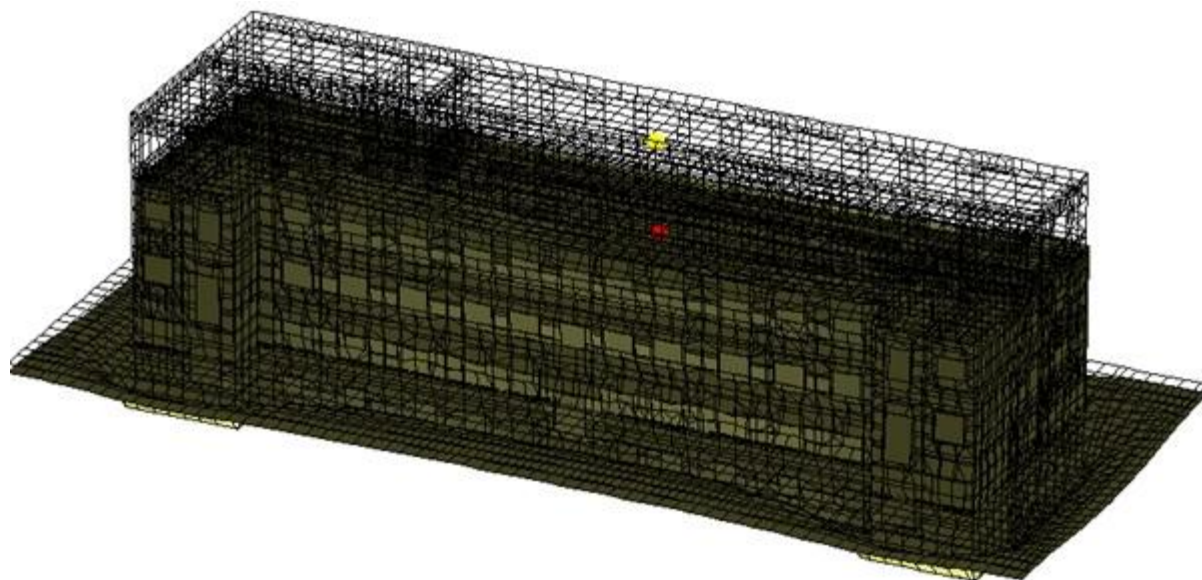
НГ16-17 – наихудшее сейсмическое воздействие.

Для анализа перемещений заданы следующие комбинации, часть из которых приведена в таблице 6.

Таблица 6 – Комбинации нагружений

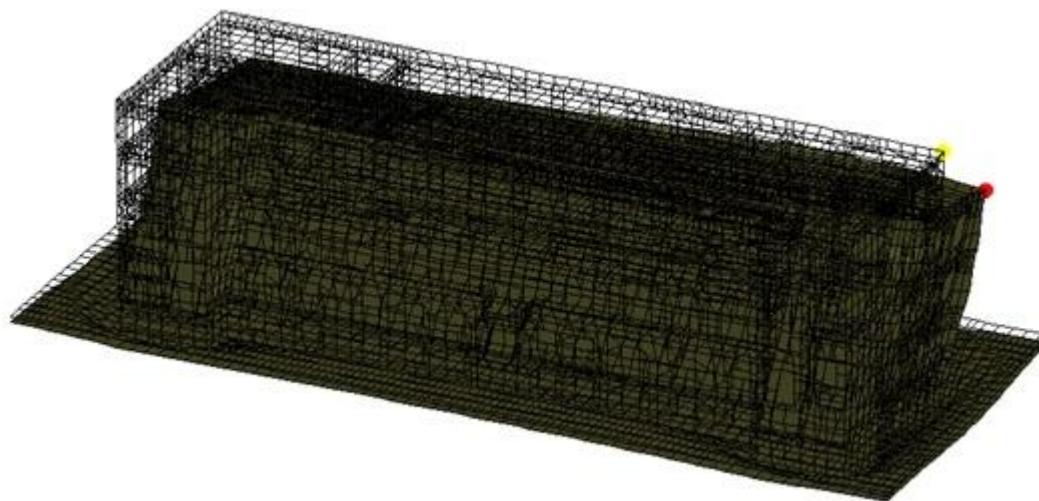
Номер	НГ-1	НГ-2	НГ-3	НГ-4	НГ-5	НГ-6	НГ-7	НГ-8	НГ-9	НГ-10	НГ-11	НГ-12
К-1	1	1	1	1	0,9	0	0	0	0	0	0	0
К-2	1	1	1	1	0,9	0,7	0	0,7	0	0	0	0
К-3	1	1	1	1	0,9	0	0,7	0	0,7	0	0	0
К-4	0,9	0,8	0,5	0,9	0,5	0	0	0	0	1	1	0
К-5	0,9	0,8	0,5	0,9	0,5	0	0	0	0	0	0	1
К-6	0,9	0,8	0,5	0,9	0,5	0	0	0	0	0	0	0

Результаты перемещений от 6-й комбинаций представлены на рисунках 11 и 12.



Мах перемещение = 85,0499 мм в узле 10215

Рисунок 11 – Перемещения от 2-й комбинации



Мах перемещение = 134,178 мм в узле 10068

Рисунок 12 – Перемещения от 6-й комбинации

В результате проведенного статического расчета было установлено, что максимальные перемещения по основным комбинациям нагрузений были зафиксированы при РСН 2 и численно равны 85,0499 мм; по особым комбинациям нагрузений были зафиксированы при РСН 6 и численно равны 134,178 мм.

Расчет основания здания [3].

Определение расчетного сопротивления грунта.

Исходные данные:

- Толщина бетонной или щебёночной подготовки  $h_{п} = 0,1$  м;
- Длина сооружения или отсека  $L = 52,4$  м;
- Глубина подвала  $d_{б} = 1,65$  м;
- Толщина слоя грунта выше подвала со стороны подвала  $h_{с} = 2,1$  м;
- Толщина пола подвала  $h_{cf} = 0,15$  м;
- Расчетное значение удельного веса пола подвала  $g_{cf} = 25$ ;

Участок фундамента 1:

- Ширина участка фундамента  $l_1 = 0,76$  м;



- Длина участка фундамента 1  $L_1 = 1$  м;
- Глубина заложения фундамента от уровня планировки  $d_1 = 2,1$  м;

Параметры слоя 1:

- Толщина слоя 1  $h_1 = 2,1$  м; Удельный вес слоя 1  $g_1 = 19,1$  кН/м<sup>3</sup>;
- Коэффициент пористости слоя 1  $e_1 = 0,967$ ;
- Показатель текучести слоя 1  $I_{L1} = 0,05$ ;
- Модуль упругости слоя 1  $E_1 = 18$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 1  $c_{I, 1} = 18$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 1  $c_{II, 1} = 21$  кПа;
- Угол внутреннего трения слоя 1  $f_{I, 1} = 23$  град;
- Угол внутреннего трения слоя 1  $f_{II, 1} = 23$  град;

Параметры слоя 2:

- Толщина слоя 2  $h_2 = 3,6$  м; Удельный вес слоя 2  $g_2 = 19,9$  кН/м<sup>3</sup>;
- Коэффициент пористости слоя 2  $e_2 = 0,769$ ;
- Показатель текучести слоя 2  $I_{L2} = 0,05$ ;
- Модуль деформации слоя 2  $E_2 = 13$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 2  $c_{I, 2} = 7$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 2  $c_{II, 2} = 8$  кПа;
- Угол внутреннего трения слоя 2  $f_{I, 2} = 29$  град;
- Угол внутреннего трения слоя 2  $f_{II, 2} = 30$  град;

Параметры слоя 3:

- Толщина слоя 3  $h_3 = 2,5$  м; Удельный вес слоя 3  $g_3 = 20,1$  кН/м<sup>3</sup>;
- Коэффициент пористости слоя 3  $e_3 = 0,757$ ;
- Модуль деформации слоя 3  $E_3 = 30$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 3  $c_{I, 3} = 7$  кПа;
- Удельное сцепление слоя 3  $c_{II, 3} = 8$  кПа;
- Угол внутреннего трения слоя 3  $f_{I, 3} = 33$  град;

– Угол внутреннего трения слоя 3  $f_{II}$ ,  $\alpha = 33$  град;

Результаты расчета:

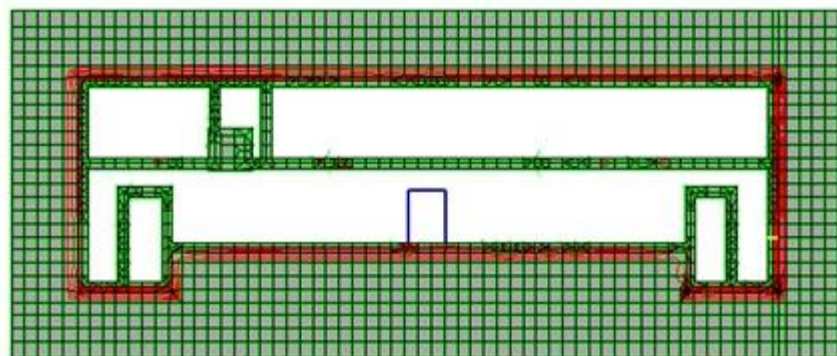
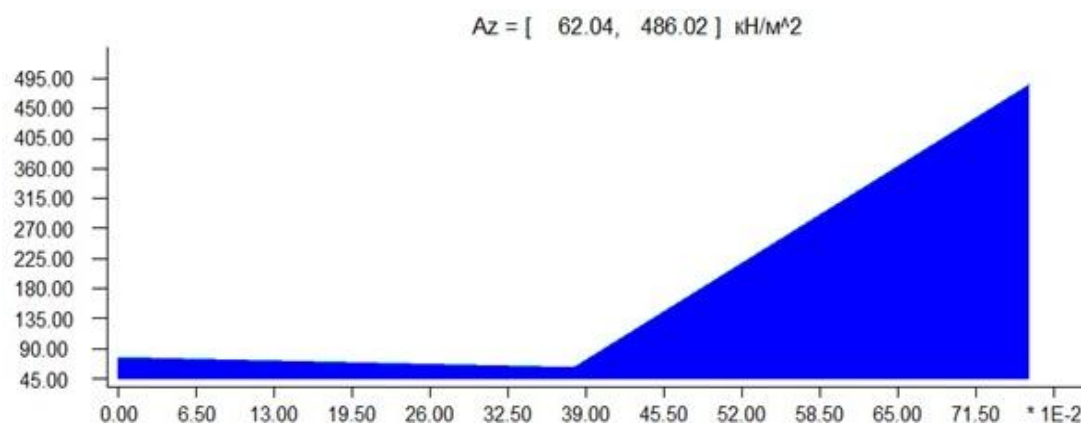
Расчетное сопротивление грунта:

$$R = (g_1 c_1 + g_1 c_2 / k) \cdot (M_1 g + k_1 z \cdot b \cdot g_1 l_1 + M_1 q \cdot d_1 \cdot g_1 l_1^r + (M_1 q - 1) \cdot d_1 b \cdot g_1 l_1^r +$$

кПа.

Расчет напряжений, создаваемых под подошвой фундамента.

Определим напряжение под подошвой фундамента при основном сочетании нагрузок РСН1. Результаты расчета приведены на рисунке 13.



Max  $A_z = 485,998$  кН/м<sup>2</sup> (узел 845), Min  $A_z = 62,04$  кН/м<sup>2</sup> (узел 845)

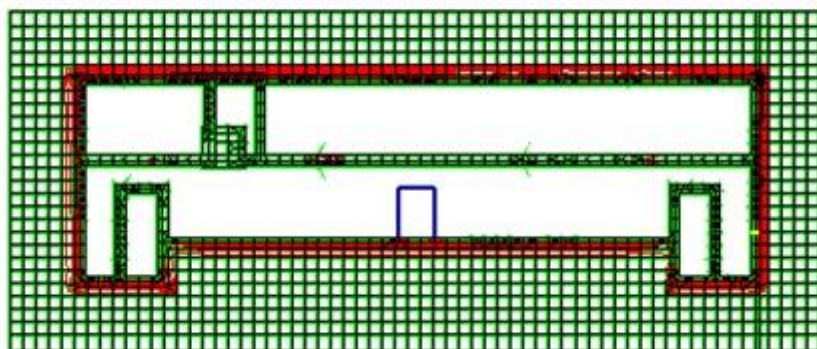
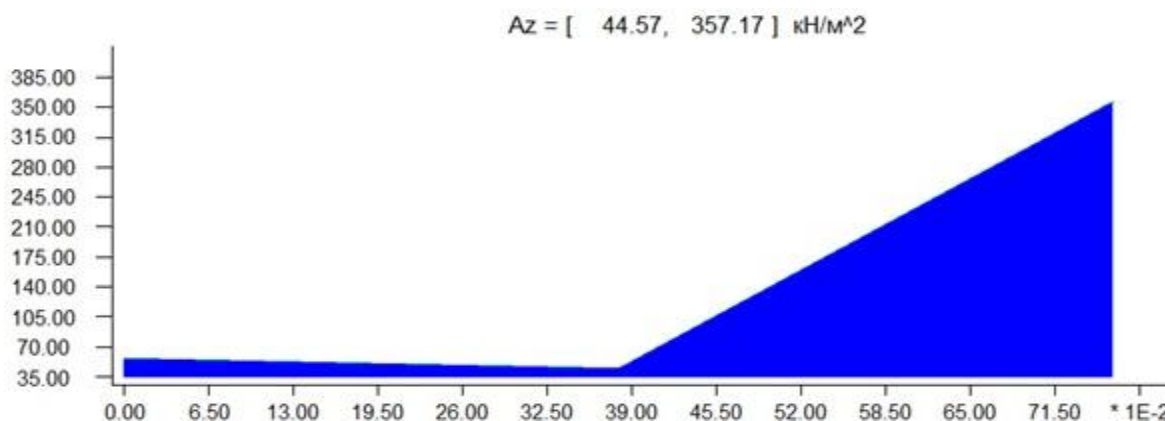
Комбинация 1

Рисунок 13 – Напряжение под подошвой фундамента РСН1

Осредненное значение давления под подошвой фундамента  $A_z = 162 \text{ кН/м}^2$ .

Констатируем, что осредненное значение давления под подошвой фундамента  $A_z=162 \text{ кН/м}^2$  не превышает расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента, численно равного  $395,79229 \text{ кПа}$ , ввиду чего несущая способность фундамента обеспечена.

Определим напряжение под подошвой фундамента при особом сочетании нагрузок РСН4. Результаты расчета приведены на рисунке 14.



$\text{Max } A_z = 813,744 \text{ кН/м}^2, \text{ Min } A_z = 0 \text{ кН/м}^2$

Комбинация 4

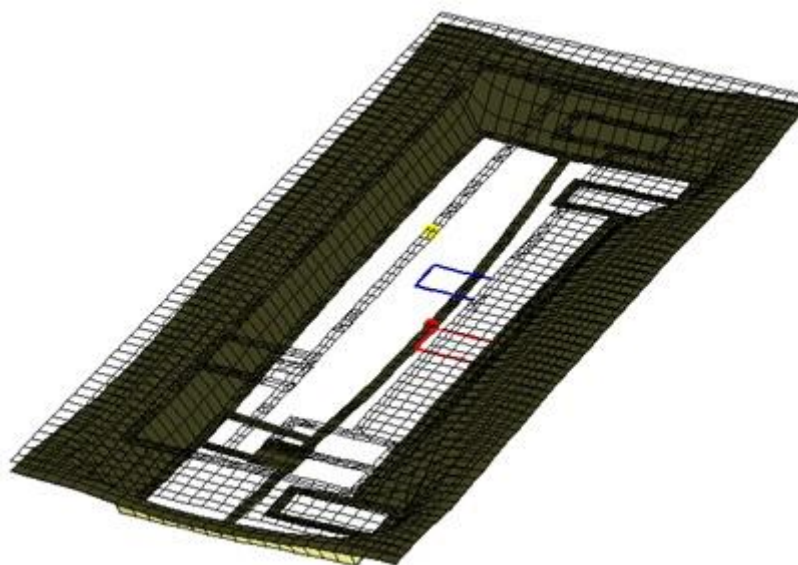
## Рисунок 14 – Напряжение под подошвой фундамента РСН 4

Осредненное значение давления под подошвой фундамента  $A_z = 119 \text{ кН/м}^2$ .

Констатируем, что осредненное значение давления под подошвой фундамента  $A_z = 119 \text{ кН/м}^2$  не превышает расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента, численно равного  $395,79229 \text{ кПа}$ , ввиду чего несущая способность фундамента обеспечена.

Определение предельных деформаций основания.

Определим максимальные деформации основания здания при основном сочетании нагрузок РСН 2. Результаты расчета приведены на рисунке 15.



Мах перемещение = 70,6953 мм в узле 533

Комбинация 2

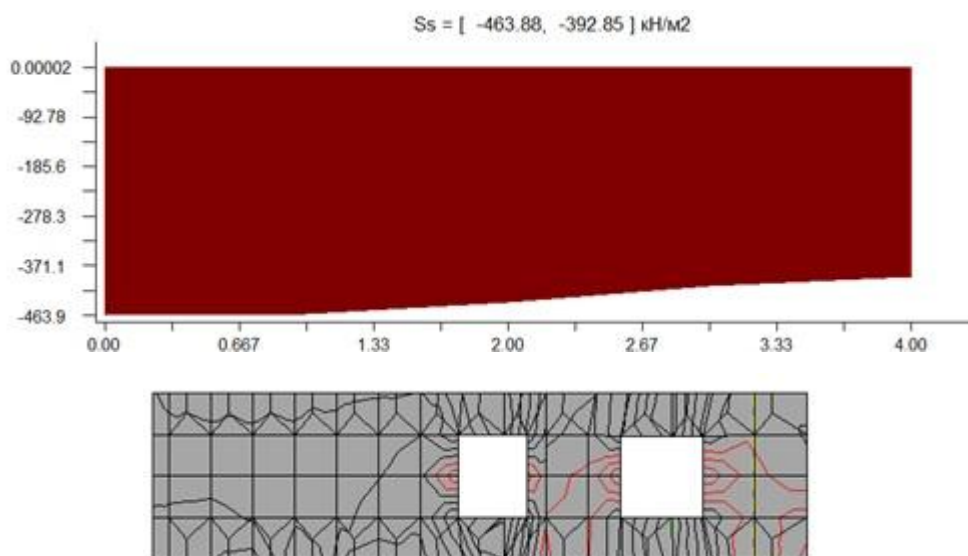
## Рисунок 15 – Максимальные деформации основания здания РСН2

В результате проведенного расчета на предмет максимальных перемещений основания здания установлено, что данные перемещения численно равны 70,6953 мм при 2-ой комбинации нагрузжений. Согласно СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений», таблица Д.1, предельные деформации основания фундаментов многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки, без армирования, численно равны 120 мм. Следовательно, максимальные деформации основания фундаментов здания не превышают предельных допустимых.

Расчет кирпичной кладки.

Проверка кирпичной кладки производится, как внецентренно сжатого элемента на основное и особое сочетание нагрузжений. Поверяемый участок расположен в пределах первого этажа по оси 1 в осях А-Б (см. рисунок 2).

Расчет при основном сочетании нагрузжений. На рисунке 16 приведены результаты расчета кирпичного простенка с наибольшими усилиями  $S_s$ , которые прослеживаются при РСН 2.



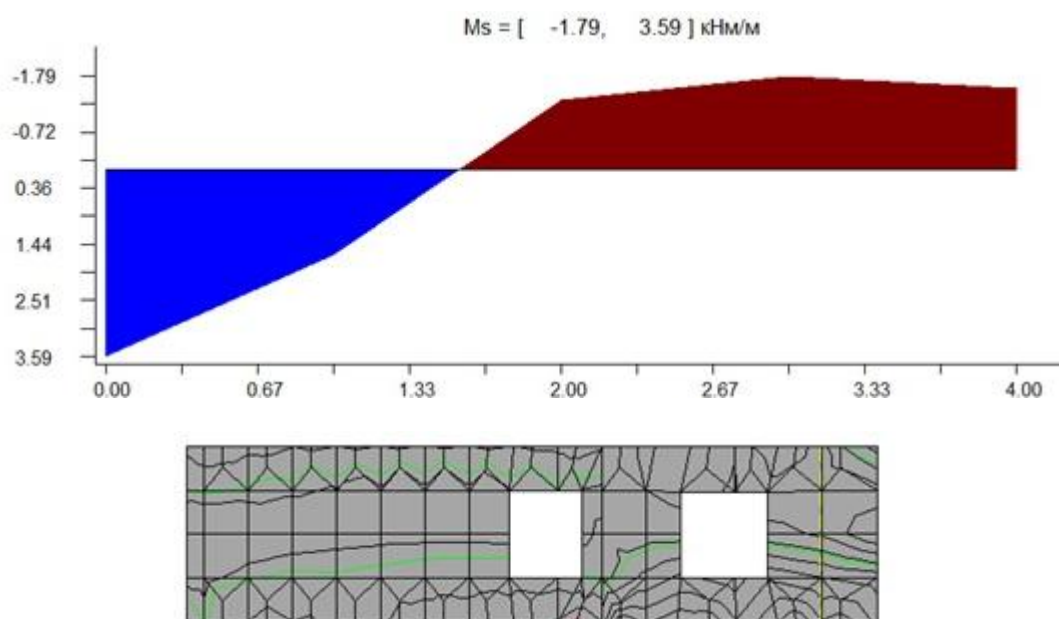
Min  $S_s = -637,734 \text{ kN/m}^2$ , Max  $S_s = 11,4447 \text{ kN/m}^2$

Комбинация 2

Рисунок 16 – Значения  $S_s$  для кирпичного простенка

Осредненное значение  $S_s = -434,8 \text{ Кн/м}^2$ .

На рисунке 17 приведены результаты расчета значений  $M_s$  для кирпичного простенка при РСН 2.



Min  $M_s = -8,4943 \text{ кНм/м}$ , Max  $M_s = 5,3147 \text{ кНм/м}$

Комбинация 2

Рисунок 17 – Значения  $M_s$  для кирпичного простенка

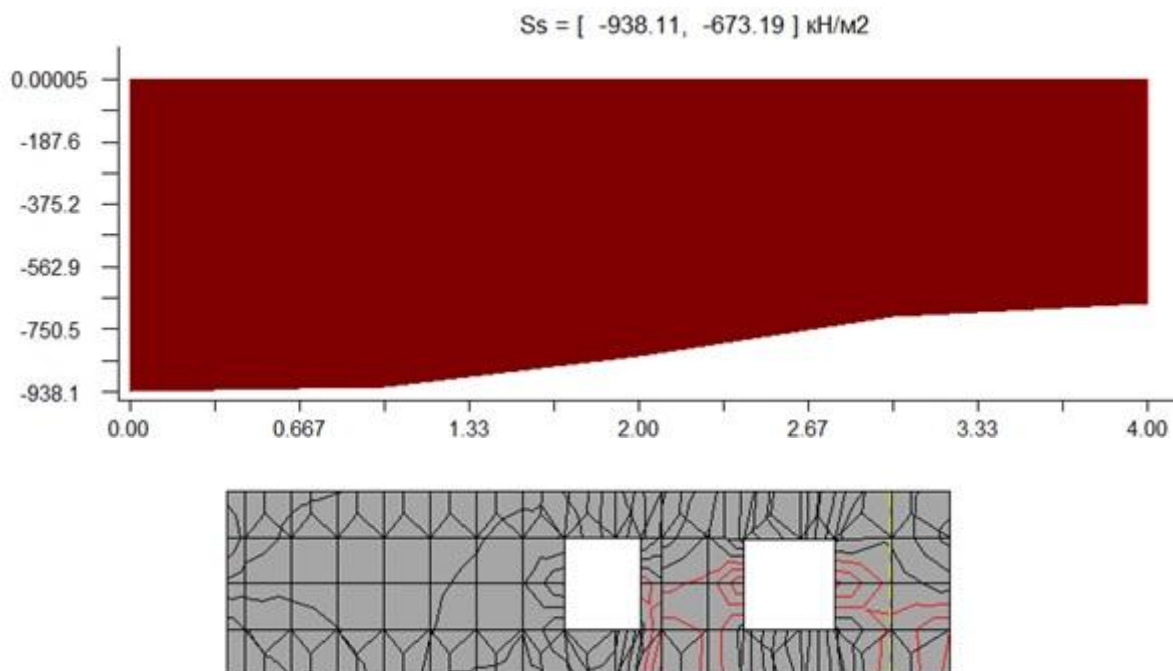
Осредненное значение  $M_s = 1,71 \text{ Кн/м}^2$ .

Расчет при особом сочетании нагрузжений. На рисунке 18 приведены результаты расчета значений  $S_s$  для кирпичного простенка при РСН 5.

Осредненное значение  $S_s = -818,75 \text{ Кн/м}^2$ .

На рисунке 19 приведены результаты расчета значений  $M_s$  для кирпичного простенка при РСН 5.

Осредненное значение момента  $M_s$  в простенке численно равно  $7,53 \text{ КН/м}^2$ .



$\text{Min } S_s = -1460,2 \text{ кН/м}^2$ ,  $\text{Max } S_s = 23,6314 \text{ кН/м}^2$

Комбинация 5

Рисунок 18 – Значения  $S_s$  для кирпичного простенка

Дальнейший расчет произведен по комбинациям 2 и 5, так как они имеют максимальные значения  $S_s$  и  $M_s$ :

При РСН2:  $S_s = -434,8 \text{ КН/м}^2$ ,  $M_s = 1,71 \text{ КН/м}^2$ .

При РСН5:  $S_s = -818,75 \text{ КН/м}^2$ ,  $M_s = 7,53 \text{ КН/м}^2$ .

Расчет внецентренно-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения при РСН 2.

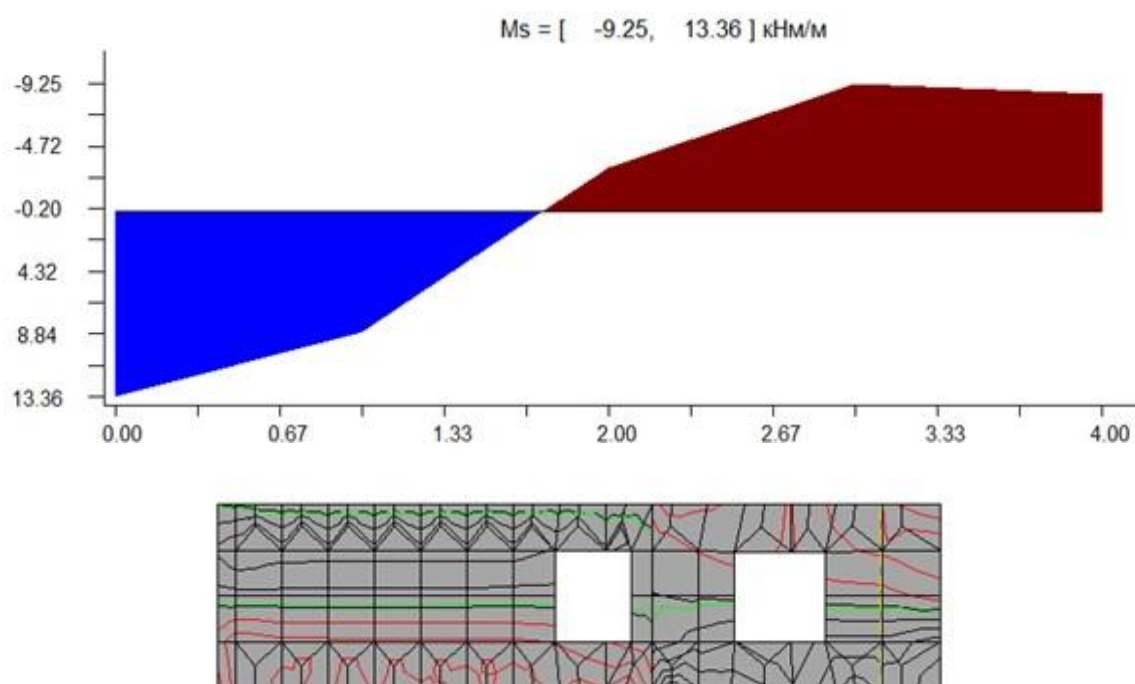
Исходные данные:

Нормальная сила  $N = 16,84775 \text{ тс}$ ;

Изгибающий момент  $M = 0,17437 \text{ тс м}$ ;

Толщина сечения  $h = 38$  см;

Ширина сечения  $b = 100$  см и другие.



Min  $M_s = -21,177$  кНм/м, Max  $M_s = 22,5153$  кНм/м

Комбинация 5

Рисунок 19 – Значения  $M_s$  для кирпичного простенка

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию:

$$N = 16847,75 \text{ кгс} \leq m_g \cdot f_k \cdot R \cdot A_c \cdot w =$$

78,27741 % от предельного значения – условие выполнено.

Так как  $e_o = 1,03498$  см  $\leq 0,7 \cdot y = 0,7 \cdot 19 = 13,3$  см, тогда проверки трещиностойкости и деформаций не требуется.

Расчет внецентренно-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения при РСН 5.



Исходные данные:

- Нормальная сила  $N = 31,73$  тс;
- Изгибающий момент  $M = 0,7138$  тс м;
- Толщина сечения  $h = 38$  см;
- Ширина сечения  $b = 100$  см; и другие.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

$$N = 31730 \text{ кгс} \leq 0,8 \cdot m_g \cdot f_k \cdot R \cdot A_c \cdot W = \\ = 0,8 \cdot 1 \cdot 0,71278 \cdot 8 \cdot 3350,078 \cdot 1,0592 = 16187,07467 \text{ кгс}$$

196,02059 % от предельного значения – требуемое условие не выполняется.

В результате проведенного расчета кирпичного простенка по СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» установлено, что проверяемый простенок при расчетных комбинациях нагрузок № 2 (РСН 2) удовлетворяет условиям, а при № 5 (РСН 5) не удовлетворяет условиям прочности. В связи с этим здание является неустойчивым к восприятию сейсмических нагрузок при расчетной сейсмичности площадки. Согласно инженерно-геологического отчета сейсмичность площадки, где возведено здание, 9 баллов. Требуется осуществить усиление конструкций.

Основываясь на полученных результатах, констатируем, что несущая способность здания обеспечена только при основных сочетаниях нагружений. При особых сочетаниях нагружений (сейсмических) несущая способность здания не обеспечивается. Таким образом, не только индивидуальный, но и комплексный учет сочетания нагрузок необходим при анализе безопасности зданий и сооружений.

#### Список литературы:

1. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – Введ.01.01.2011. – М.: Изд-во стандартов, 2011. – 100 с.

2. 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, 2013. - № 4 (43). - С. 277 - 282.
3. 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.А.// Политематический сетевой электронный журнал КубГАУ, 2013, № 89(05) IDA 0891305043. – 26 с.
4. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. – М.: АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 1997. – 179 с.
5. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. – М.: ЦНИИОМТП Госстроя СССР, 1987. – 99 с.
6. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР, 1985. – 52 с.
7. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦНИИП градостроительства, ОАО «Институт общественных зданий», ГИПРОНИЗДРАВ, ОАО «Гипрогор», 2011. – 80 с.
8. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. – М.: Центральный институт строительных конструкций и сооружений им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) – институт ОАО «НИЦ «Строительство», 2011. – 159 с.

#### References:

1. GOST R 53778-2010. Zdaniya i sooryzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoring tehnikeskogo sostoyaniya. – Vved. 01.01.2011. – М.: Izd-vo standartov, 2011. – 100 s.
2. Degtjarev, G.V. Analiz promyshlennoj bezopasnosti sysh'estvujush'ego zdaniya s uchetom vzaimovlijaniya proektiruemogo rjodom na fundamentax razlichnogo vida / G.V. Degtjarev, O.G. Degtjareva, V.G. Degtjarev, I.G. Kulaga // Trudy Kubanskogo gosudarstvennogo agrarnogo universiteta.- Krasnodar, 2013. - № 4 (43). - S. 277 - 282.
3. Kozhenko N.V. Kompleksnyj metod obsledovaniya zdaniy i sooryzhenij pri sovmestnoj rabote s vyshkami svyazi/ Kozhenko N.V., Degtyarev V.G., Degtyarev G. V., Tabaev I.A.// Politematicheskij setevoj elektronnyj zhurnal KybGAU, 2013, №89(05) IDA 0891305043. – 26 s.
4. Posobie po obsledovaniju stroitel'nyh konstrykcij zdaniy. – М.: АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 1997. – 179 с.
5. SNiP 3.03.01-87. Nesyshie i ograzhdajushie konstrykcii. – М.: ЦНИИОМТП Госстроя СССР, 1987. – 99 с.
6. SNiP 2/02/01-83\*. Osnovaniya zdaniy i sooryzhenij. – М.: НИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР, 1985. – 52 с.
7. SP 20.13330.2011. Nagryzki i vozdeistviya. – М.: ЦНИП градостроитель'ства, ОАО «Институт общественных зданий», ГИПРОНИЗДРАВ, ОАО «Гипрогор», 2011. – 80 с.
8. SP 14.13330.2011. Stroitel'stvo v sejsmiheskix raionax. – М.: Central'nyj institut stroitel'nyh konstrykcij i sooryzhenij im. V.A. Kyherenko (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) – институт ОАО «НИЦ «Строительство», 2011. – 159 с.