

УДК 699.88

UDC 699.88

**ОСОБЕННОСТИ АНАЛИЗА СОСТОЯНИЯ
ЗДАНИЯ ПРИ НЕЗАВЕРШЕННОМ СТРОИ-
ТЕЛЬСТВЕ В СЛОЖНЫХ ГИДРОГЕОЛОГИ-
ЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ Г. СОЧИ**

**FEATURES OF THE ANALYSIS OF THE
CONDITION OF BUILDINGS AT INCOM-
PLETE CONSTRUCTION IN DIFFICULT HY-
DROGEOLOGICAL CONDITIONS OF SOCHI**

Дегтярев Георгий Владимирович
д.т.н., профессор, Заслуженный строитель Кубани
*Кубанский государственный аграрный универси-
тет, Краснодар, Россия*

Degtyarev Georgiy Vladimirovich
Dr.Sci.Tech., professor, Deserved builder of Kuban
Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Дегтярева Ольга Георгиевна
к.т.н., доцент
*Кубанский государственный аграрный универси-
тет, Краснодар, Россия*

Degtyareva Olga Georgievna
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

В статье рассматриваются особенности анализа
состояния здания при незавершенном строитель-
стве в сложных гидрогеологических условиях

In the article we consider the features of the analysis
of the condition of buildings at incomplete construc-
tion in difficult hydrogeological conditions

Ключевые слова: ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЯ,
НЕРАЗРУШАЮЩИЙ КОНТРОЛЬ, НЕСУЩИЕ
КОНСТРУКЦИИ, РАБОТА ОСНОВАНИЯ,
ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ

Keywords: BUILDING INSPECTION, NONDE-
STRUCTIVE CONTROL, BEARING DESIGNS,
BASIS WORK, ASSESSMENT OF CONDITION
OF BUILDING

Рассмотрим анализ состояния здания при незавершенном строитель-
стве в сложных гидрогеологических условиях на примере объекта, распо-
ложенного в Краснодарском крае г. Сочи.

- Климатические характеристики объекта: IV Б климатический район;
– расчетные температуры в соответствии со СНиП 23-01-99: средне-
годовая – плюс 14,1 °С; абсолютная минимальная температура – минус 18
°С; абсолютная максимальная температура – плюс 39 °С; наиболее холод-
ные сутки – минус 9°С; наиболее холодная пятидневка – минус 5 °С;
– период со среднесуточной температурой воздуха меньшей или рав-
ной 8°С (в отопительный период средняя температура 6,4 °С продолжи-
тельностью 92 суток);
– ветровой район – III; расчетное значение ветрового давления W_d ,
кПа (кгс/м²) = 0,38(38);
– снеговой район – II; расчетное значение веса снегового покрова S_d ,
кПа (кгс/м²) = 1,2 (120);
– сейсмичность района – 8 баллов (карта А);
– зона влажности – первая.

Обследуемое здание – четырехэтажное – находится в состоянии кон-
сервации. Отсутствуют ограждающие стены и перегородки, а также кон-

струкция кровли. Фасад здания представлен на рисунке 1. В плане здание прямоугольной формы с размерами в осях – 23,00 × 13,50 м.



Рисунок 1 – Фасад здания

Конструктивная система здания – каркасная. Каркас здания представлен в виде монолитных железобетонных колонн, ригелей и перекрытий. План первого этажа приведен на рисунке 2.

Вертикальную связь в здании между всеми этажами обеспечивает лестничный марш. Лестничный марш расположен в пределах плана здания – в осях 4-6, В-Г. Фундаменты под зданием свайные, с ленточным ростверком, с шириной подошвы 0,80 м. Сваи буронабивные длиной 10 м и диаметром 630 мм. Колонны выполнены из монолитного железобетона, с размерами сечения 400х400мм. Железобетонные плиты перекрытия имеют толщину 160 мм.

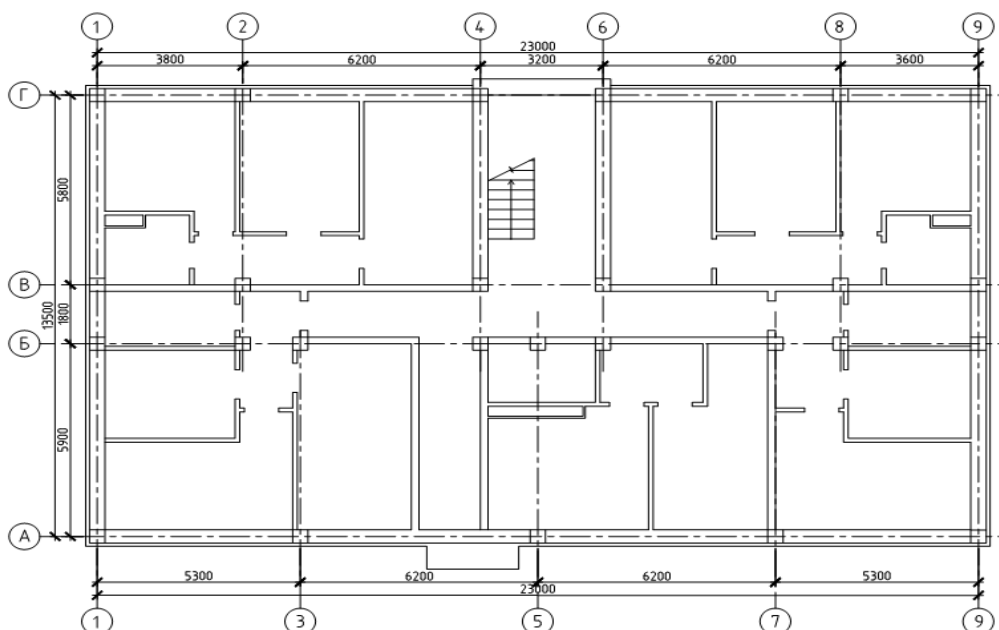


Рисунок 2 – План первого этажа

Методами неразрушающего контроля установлены прочностные характеристики конструктивных элементов: монолитной колонны – бетон класса В 25; монолитной плиты перекрытия бетон класса – В 20.

С целью анализа состояния здания было осуществлено математическое моделирование с применением многофункционального программного комплекса для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения «STARK_ES 201W». Исходные данные, положенные в расчетную модель следующие:

- Расчетный вес снегового покрова по СНиП 2.01.07-85* – 1,2 кН/м²;
- Нормативное ветровое давление по СНиП 2.01.07-85* – 0,38 кН/м²;
- Расчетная сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- Категория грунта (СНиП II-7-81*) – II;
- Уровень ответственности здания (ГОСТ 27751-88) – II.

С целью сбора нагрузок на рисунке 3 представлена схема ветровых и снеговых линейных нагрузок.

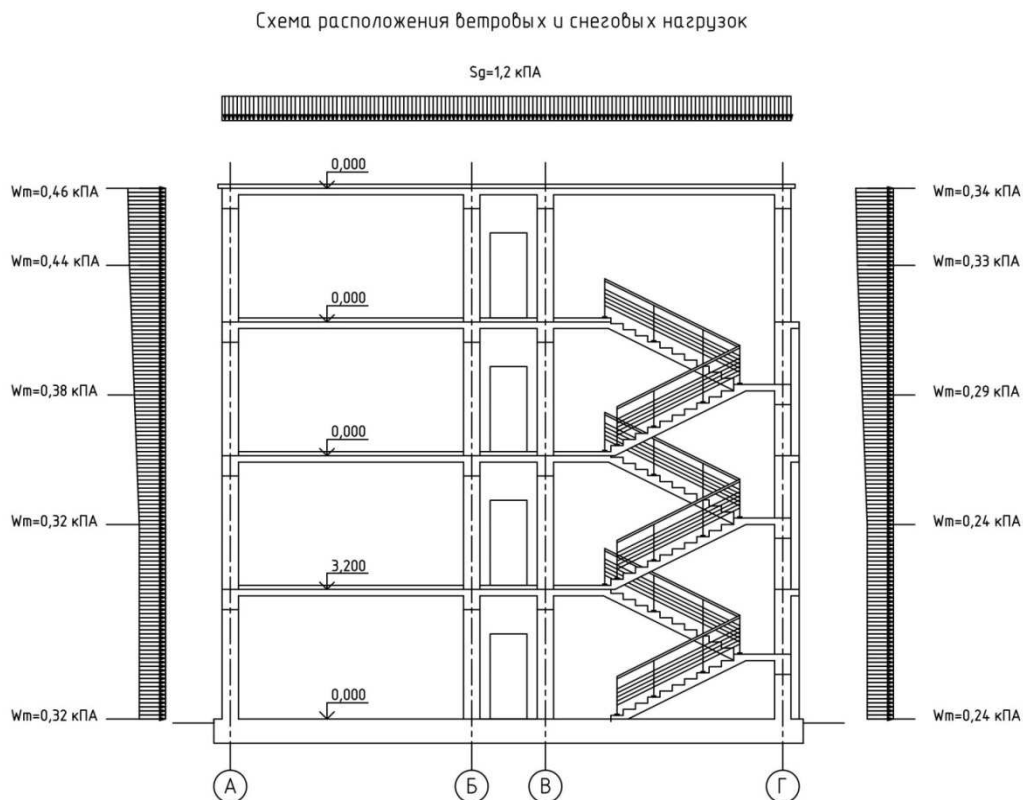


Рисунок 3– Схема ветровых и снеговых линейных нагрузок

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

Таблица 1 – Равномерно распределенные нагрузки на перекрытия

Наименование нагрузки	Единица измерения	Расчетное значение	Коэф-т надежности γ_f (кН)	Длительная часть (Кд)	Номер нагружения
Постоянные и длительные нагрузки					
Собственный вес несущих конструкций	кН/м ³	27,5	1,1	1,0	1
Вес перегородок	кН/м ³	18	1,1	1,0	2
Вес ограждающих конструкций	кН/м ³	14	1,1	1,0	2
Временные нагрузки на перекрытия					
на перекрытия этажей:					
жилые помещения	кН/м ²	1,95	1,3	0,35	3
коридоры, лестницы	кН/м ²	3,6	1,2	0,35	
балконы	кН/м ²	2,4	1,2	0,35	

Наименование нагрузки	Единица измерения	Расчетное значение	Коэф-т надежности γ_f (кН)	Дли-тельная часть (Кд)	Номер нагружения
Покрытие на участках прочих	кН/м ²	0,5	1,3	0,35	3
Снеговая нагрузка на кровлю	кН/м ²	1,2	1,4	0,5	5
Ветровая нагрузка: На наветренную сторону зда-ния На заветренную сторону зда-ния	кН/м ²	0,32–0,46 0,24-0,34	1,4	0	6 – по оси ОХ 7 – по оси ОУ

Собственный вес конструкций включается с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1,1$ и вычисляется в программе автоматически.

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки рассчитывается для III ветрового района, типа местности А, высота сооружения взята равной 13,44 м.

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки определено по формуле: $W_m = W * k * c$;

где $W = 0,38$ кН/м² – расчетное значение ветрового давления для III ветрового района;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

c – аэродинамический коэффициент, принятый для наветренной стороны здания $c = 0,8$, для подветренной стороны здания $c = 0,6$.

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки сведены в таблицу 2.

Таблица 2 – Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки

С наветренной стороны	С подветренной стороны
При $k = 0,75$	(высота Z = 4,8 м)
$W_m = 0,38 * 0,75 * 0,8 = 0,23 * 1,4 = 0,32$	$W_m = 0,38 * 0,75 * 0,6 = 0,17 * 1,4 = 0,24$
При $k = 0,9$	(высота Z = 8 м)
$W_m = 0,38 * 0,9 * 0,8 = 0,27 * 1,4 = 0,38$	$W_m = 0,38 * 0,9 * 0,6 = 0,21 * 1,4 = 0,29$
При $k = 1,03$	(высота Z = 11,2 м)

С наветренной стороны	С подветренной стороны
$W_m = 0,38 * 1,03 * 0,8 = 0,31 * 1,4 = 0,44$	$W_m = 0,38 * 1,03 * 0,6 = 0,23 * 1,4 = 0,33$
При $k = 1,07$	(высота $Z = 12,8$ м)
$W_m = 0,38 * 1,07 * 0,8 = 0,33 * 1,4 = 0,46$	$W_m = 0,38 * 1,07 * 0,6 = 0,24 * 1,4 = 0,34$

Расчетная модель подробно описывает конструктивную схему здания, в том числе с учетом грунтовых условий[1]. Расчетная конечно-элементная модель приведена на рисунке 4.

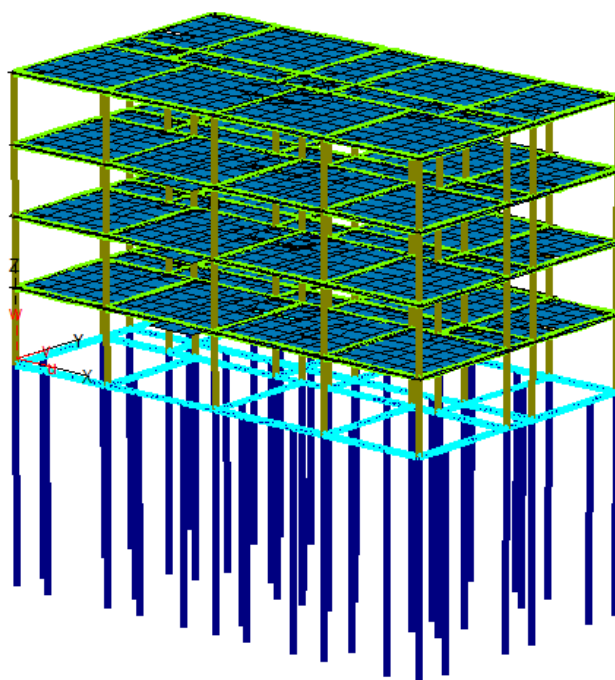


Рисунок 4 – Расчетная модель здания

Жесткости расчетной схемы представлены в таблицах 3, 4 и 5.

Таблица 3 – Материалы 3D-стержней

No.	A	As	At	Ir	Is	It	E	G	Rho
	[м ²]	[м ²]	[м ²]	[м ⁴]	[м ⁴]	[м ⁴]	[кН/м ²]	[кН/м ²]	[т/м ³]
1	0,16000	0,0000	0,0000	0,0036	0,00213	0,00213	2,75e+007	1,1e+007	2,75
2	0,31172	0,0000	0,0000	0,0155	0,00773	0,00773	2,75e+007	1,1e+007	2,75

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 4 – Материалы ребер

№	b	h	E	G	Rho	e	T-fak
	[м]	[м]	[кН/м ²]	[кН/м ²]	[т/м ³]	[м]	
3	0,400	0,600	3e+007	1,2e+007	2,75	-0,33	1
4	0,800	0,600	3e+007	1,3e+007	2,50	0,2	1

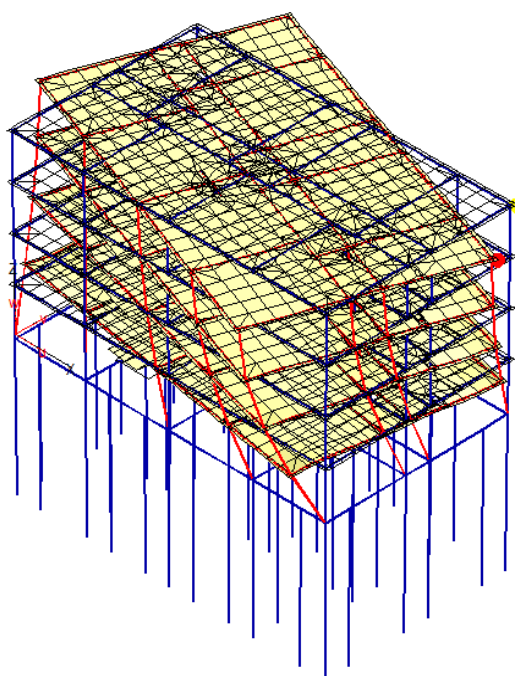
b – ширина поперечного сечения; h – высота поперечного сечения;
 E – модуль упругости; G – модуль сдвига; Rho – плотность материала;
 e – эксцентриситет; T-fak – коэффициент снижения жёсткости на кручение.

Таблица 5 – Изотропные материалы

№	d	E	Mue	Rho
	[м]	[кН/м ²]		[т/м ³]
5	0,16	2,75e+007	0,2	2,75

d – толщина; Rho – плотность материала;
 E – модуль упругости; Mue – коэффициент Пуассона.

При динамическом анализе системы, представленной четырехэтажным зданием, осуществлено исследование 6 форм собственных колебаний. Характерный результат, в графическом виде, по третьей форме колебаний, представлен на рисунке 5.



Мах перемещение = 50,4484 мм в узле 3065

Рисунок 5 – 3-я форма колебаний

Результаты произведённого анализа периодов и частот собственных колебаний, представлены в таблице 6.

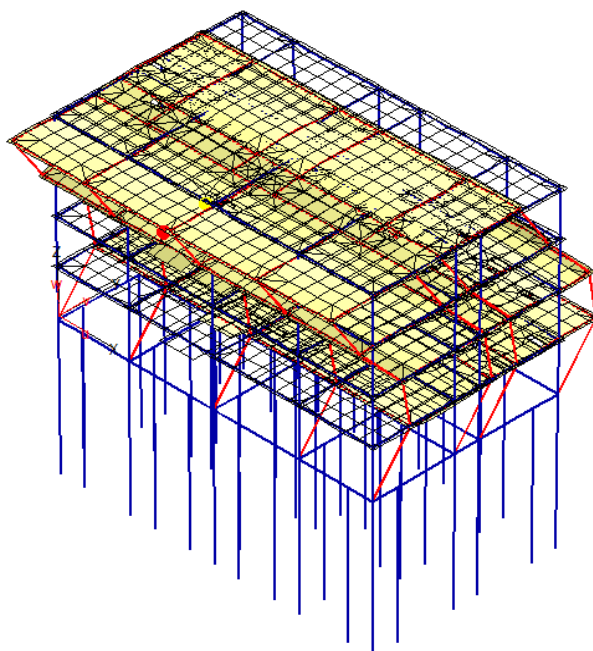
Таблица 6 – Собственные частоты

Форма	W	f	T
	рад/с	Гц	С
1	10,38	1,65	0,61
2	10,66	1,70	0,59
3	11,50	1,83	0,55
4	30,67	4,88	0,20
5	31,40	5,00	0,20
6	33,94	5,40	0,19

Произведем расчет пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Динамический анализ (расчет собственных значений) для расчета сейсмической нагрузки[2].

Для расчета и динамического анализа системы, присейсмической нагрузке, осуществлено исследование 12 форм собственных колебаний, результаты характерной третьей формы колебаний представлены графически на рисунке 6.



Мах перемещение = 30,3676 мм в узле 2725

Рисунок 6 – 3-я форма колебаний

В таблице 7 представлен результат анализа периодов и частот собственных колебаний, для определения сейсмических нагрузок.

Таблица 7 – Собственные частоты

Форма	W	f	T
	рад/с	Гц	С
1	10,38	1,65	0,61
2	10,66	1,70	0,59
3	30,67	4,88	0,20
4	31,40	5,00	0,20
5	49,09	7,81	0,13
6	49,72	7,91	0,13

Далее осуществляется расчет по определению опасного направления для сейсмического воздействия.

В соответствии с СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» выполняется расчет от первого поступательного воздействия [3].

Сейсмичность площади в баллах $S = 9$. Из соответствующих значений коэффициентов $K_1=0,25$; $K_{psi}=1$; категория грунта II.

Направление сейсмического воздействия задается направляющими косинусами CX, CY и CZ. Данные по заданию сейсмических нагрузок по первому направлению представлены на рисунке 7.

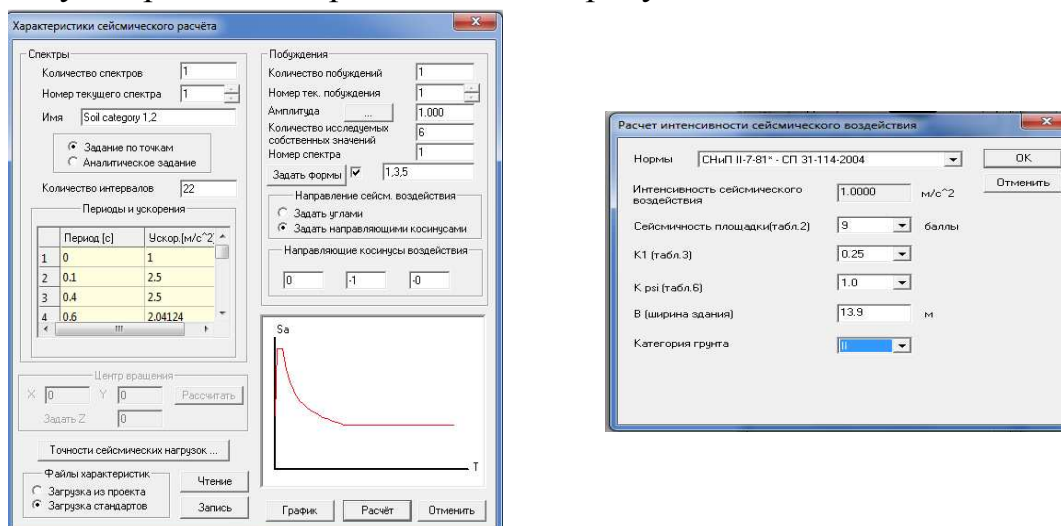


Рисунок 7 – Данные по заданию сейсмических нагрузок

Данные по заданию сейсмических нагрузок наихудшего направления представлены на рисунке 8.

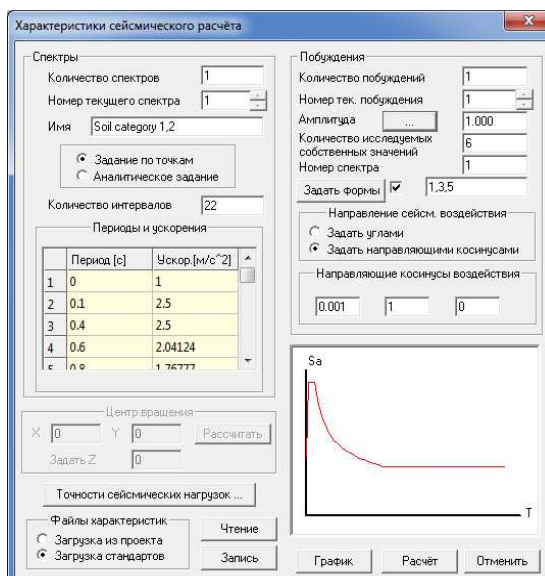


Рисунок 8 – Данные по заданию сейсмических нагрузок

В результате сейсмического расчета формируются псевдостатические нагрузки [2].

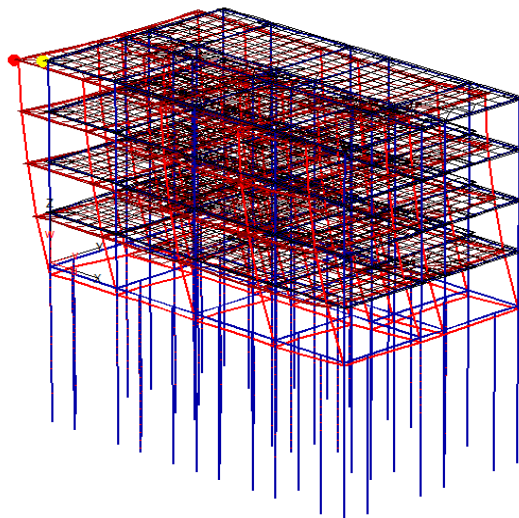
Далее рассмотрим нагружения, участвующие в осуществляемом статическом расчете: НГ1 – постоянная расчетная нагрузка собственный вес конструкций ($\gamma_f=1,1$); НГ2 – нагрузка от веса конструкций стен и перегородок, ($\gamma_f=1,1$); НГ3 – расчетная полезная нагрузка ($\gamma_f=1,2, \gamma_f=1,3$); НГ4 – расчетная нагрузка от веса пола ($\gamma_f=1,3$); НГ5 – расчетная снеговая нагрузка ($\gamma_f=1,4$); НГ6 – расчетная ветровая нагрузка на конструкцию по направлению X $\gamma_f=1,4$; НГ7 – расчетная ветровая нагрузка на конструкцию по направлению Y $\gamma_f=1,4$; НГ8 – 10 – первое сейсмическое воздействие; НГ11 – 13 – второе сейсмическое воздействие; НГ14 – 16 – наихудшее сейсмическое воздействие.

Для анализа перемещений заданы комбинации, ряд из которых представлен в таблице 8.

Таблица 8 – Комбинации нагружений

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

Результаты перемещений по комбинациям нагрузок представлены от пятой комбинации на рисунке 9.



Max перемещение = 28,2199 мм в узле 1674

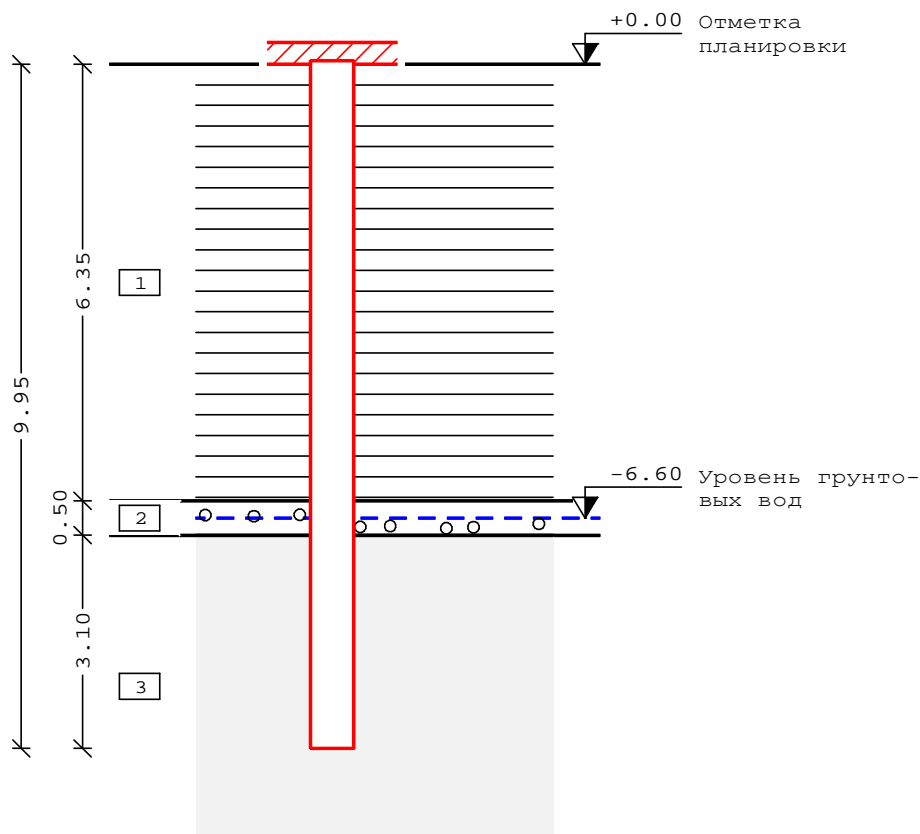
Рисунок 9 – Перемещения от 5-й комбинации

В результате проведенного расчета установлено максимальное перемещение конструкции при РСН 6 численно равно 30,59мм, таким образом, установлено, что предельные деформации фундамента не превышают максимальных деформаций основания, регламентированных СНиП 2.02.01-83*, а именно 80 мм.

Расчет основания здания, прежде всего, включает расчет свай на основное сочетание нагрузок[3].

Расчет свай производится по двум предельным состояниям, при РСН 1.

Грунтовые условия представлены на рисунке 10: $M = 1 : 120$.



Отметка планировки – +0,0 м; Уровень природного рельефа – +0,00 м;
 Уровень грунтовых вод —6,60 м; Уровень водоупора—6,85 м

Рисунок 10 – Расчетная схема свай

Таблица 9 – Характеристики грунтов

Номер инженерно-геологического элемента	h (м)	iP (%)	iL (-)	e (-)	ρ (г/см ³)	ρS (г/см ³)
1. Глина тугопластичная	6,35	20	0,30	0,81	1,89	2,74
2. Крупнообломочный, заполнитель-песок гравелистый, плотный, маловлажный	0,50	-	-	0,55	2,13	2,66
3. Грунт скальный	-	-	-	-	-	-

Деформационные и прочностные характеристики грунтов приведены в таблице 10.

Таблица 10 – Деформационные и прочностные характеристики грунтов

Номер инженерно-геологического элемента	К (кН/м ⁴)	φГ (град)	сГ (кПа)
1. Глина тугопластичная	14400	14,3	30,53
2. Крупнообломочный, заполнитель-песок гравелистый, плотный, маловлажный	50000	36,4	0,67

Под нижним концом сваи лежит скальный грунт.

Нормативный предел прочности $R_{с,n} = 20,00$ МПа.

Сечение сваи $M = 1 : 13$ представлено на рисунке 11.

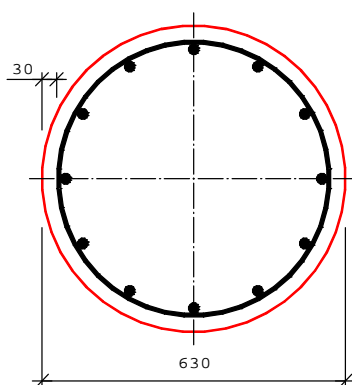


Рисунок 11 – Сечение сваи

Вид сваи по условиям взаимодействия с грунтом – свая-стойка.

Вид сваи по способу заглубления в грунт – буронабивная, бетонированная при отсутствии воды в скважине без крепления стенок. Соединение сваи с ростверком – жёсткое.

Длина сваи $L = 10,00$ м.

Уровень подошвы ростверка = +0,00 м.

Глубина заделки сваи в ростверк = 5 см.

Диаметр: $D = 630$ мм; Периметр сечения: $u = 1979$ мм.

Площадь сечения: $A = 3117$ см²; Момент инерции: $I = 773272$ см⁴.

Масса сваи: $M = 7800$ кг.

Материал: тяжёлый бетон естественного твердения (класс бетона В 20); Модуль упругости бетона: $E = 27500$ МПа.

Арматура: 12 $\varnothing 22$ А-III; Расстояние до центра тяжести арматуры $a = 4,90$ см.

Условия нагружения:

Коэффициент надёжности по нагрузке для веса сваи $\gamma_f = 1,10$.

Нагрузки представлены в таблице 11.

Таблица 11– Нагрузки

Вид нагрузки	γ_f (-)	N (кН)	H (кН)
1. Постоянная	1,0	613,0	2,3

Существенное сочетание нагрузок для расчёта по предельному состоянию I группы приведено в таблице 12.

Таблица 12 – Существенное сочетание нагрузок

Коэффициенты по нагрузкам	
Вес	1
1,10	1,00

Полная нагрузка $N = 698,8$ кН; $H = 2,3$ кН;

Длительная часть $N_l = 698,8$ кН; $H_l = 2,3$ кН;

Постоянная часть $N_c = 698,8$ кН; $H_c = 2,3$ кН.

Коэффициент условий работы бетона, обусловленный видом нагрузки $\gamma_{b2} = 0,90$.

Существенное сочетание нагрузок для расчёта по предельному состоянию II группы приведено в таблице 13.

Таблица 13 – Существенное сочетание нагрузок

Коэффициенты по нагрузкам	
Вес	1
1,10	1,00

Полная нагрузка $N = 691,0$ кН; $H = 2,3$ кН.

Расчет по предельным состояниям I группы.

Расчёт на вертикальную нагрузку по несущей способности грунта основания:

Коэффициент условий работы сваи в грунте $\gamma_c = 1,00$;

Расчётное сопротивление под нижним концом сваи $R = 91,72$ МПа;

Несущая способность $F_d = 28592,4$ кН;

Коэффициент надёжности $\gamma_k = 1,40$;

Допускаемая нагрузка $F_d/\gamma_k = 20423,2$ кН;

Максимальная нагрузка $N = 698,8$ кН.

Исходя из полученных результатов, несущая способность грунта основания сваи обеспечена.

Далее осуществляется расчёт на совместное действие вертикальной и горизонтальных сил и момента.

Расчёт проводится в предположении, что грунт является линейно-деформируемой средой. Образование пластической зоны в грунте не допускается. Расчетная схема в масштабе М 1:97 представлена на рисунке 12.

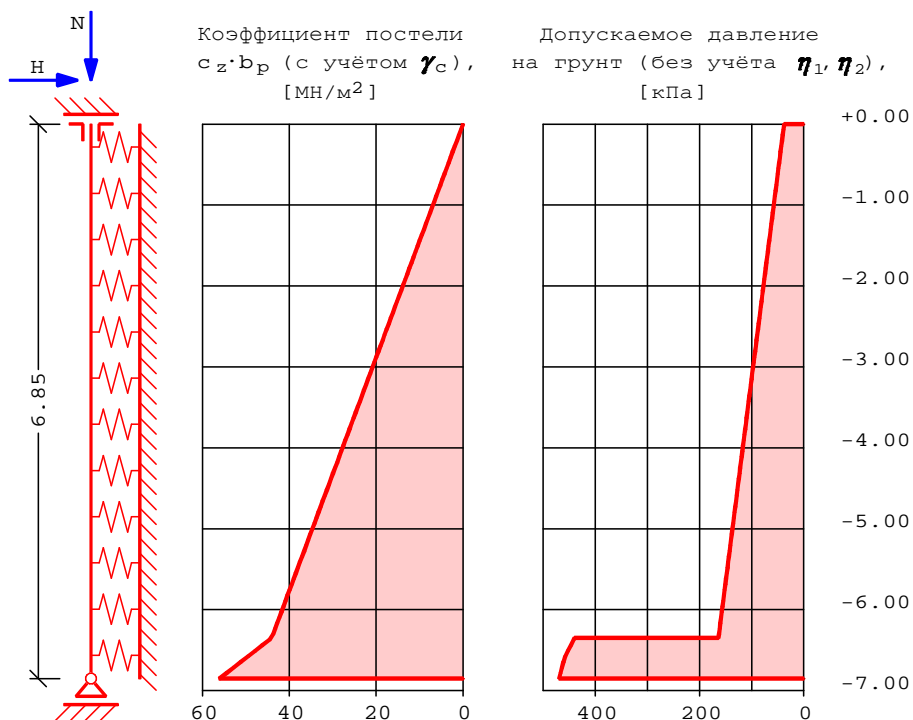


Рисунок 12 – Расчетная схема

Кoeffициент условий работы $\gamma_c = 3,0$;

Условная ширина сваи $b_p = 144$ см;

Кoeffициент пропорциональности: $K = 14400$ кН/м⁴;

Кoeffициент деформации: $\alpha \xi = 0,5041$ /м;

Приведённая глубина: $l_r = 3,45$ м;

Расчётная длина сваи: $l_d = 3,97$ м;

Расчётные величины: $\eta_1 = 1,00$; $\xi = 2,50$; $\eta_2 = 0,40$.

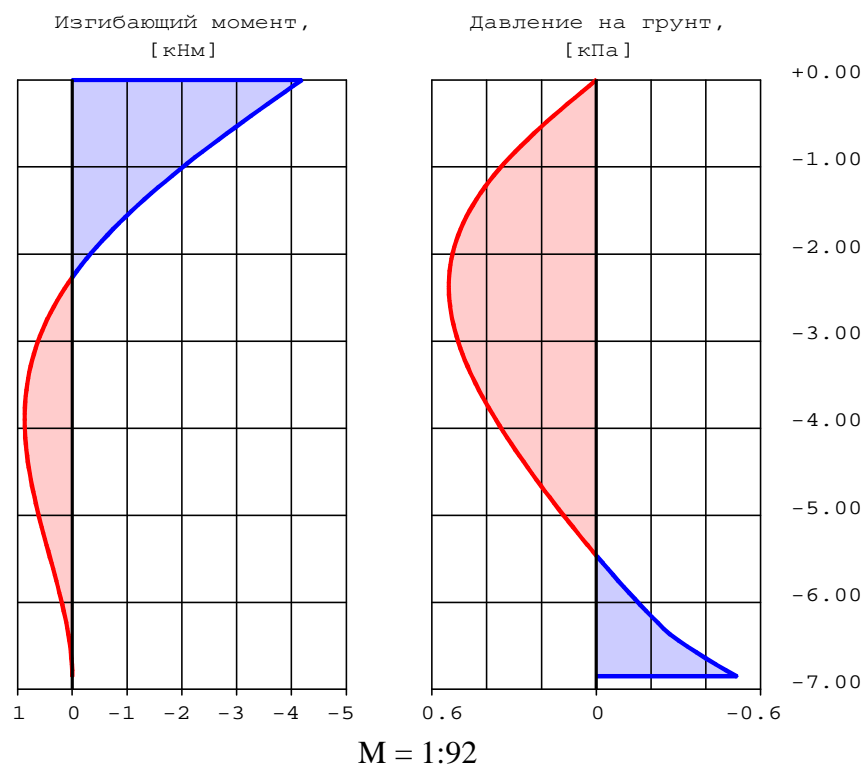


Рисунок 13 – Эпюры моментов и давления на грунт

Наиболее опасный уровень: $z\sigma = -1,69$ м;

Давление на грунт: $\sigma_z = 0,5$ кПа;

Допускаемое давление: $\sigma_{zu} = 28,6$ кПа;

Уровень с максимальным давлением: $z\sigma = -2,37$ м;

Давление на грунт: $\sigma_z = 0,5$ кПа;

Допускаемое давление: $\sigma_{zu} = 33,9$ кПа.

Исходя из полученных результатов, можно сделать промежуточный вывод, что устойчивость основания, окружающего сваю, обеспечена.

Продольная сила: $N = 698,8$ кН;

Длительная часть силы: $N_1 = 698,8$ кН;

Уровень опасного сечения: $Z_m = +0,00$ м;

Момент: $M_{изг} = -4,2$ кНм;

Длительная часть момента: $M_1, изг = -4,2$ кНм;

Расчётный момент: $\eta M = 4,3$ кНм;

Несущая способность: $(\gamma_b = 0,765) M_u = 431,4$ кНм.

Исходя из полученных результатов, можно сделать промежуточный вывод, прочность материала сваи обеспечена.

Расчет по предельным состояниям II группы: $M = 1:92$.

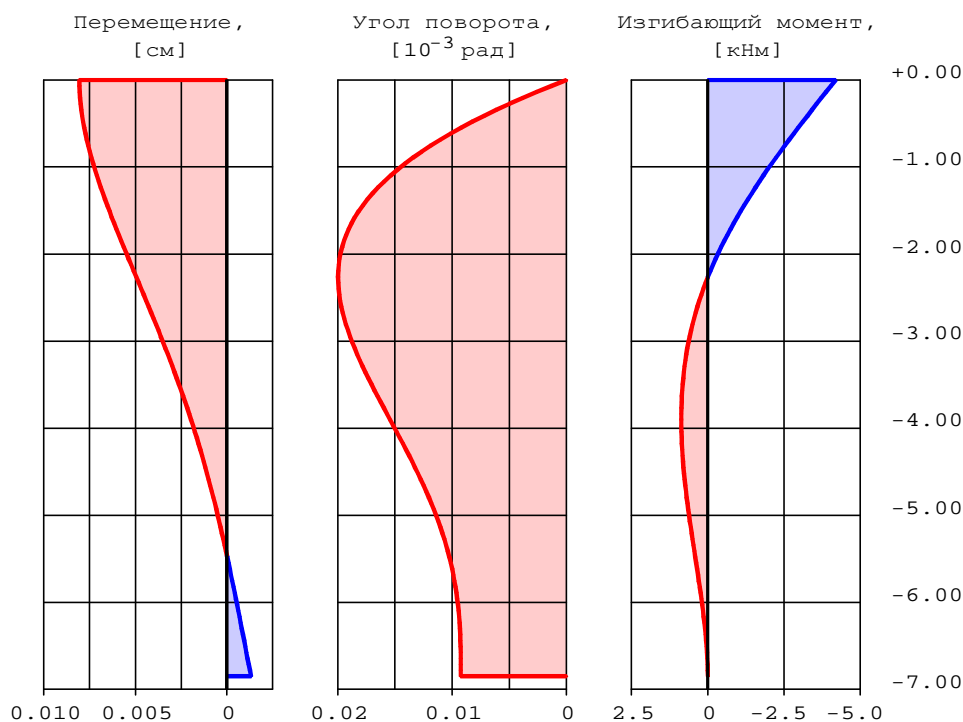


Рисунок 14 – Эпюры перемещения, угла поворота и изгибающего момента

Допускаемое перемещение: $u_u = 1,00$ см;

Горизонтальное перемещение: $u_p = 0,008$ см.

Исходя из полученных результатов, можно сделать промежуточный вывод, ограничения по перемещениям головы сваи выполнены.

Уровень с максимальным Мизг: $Z_m = +0,00$ м;

Максимальный момент: $M_{изг} = -4,2$ кНм.

В результате проведенного расчета сваи на основное сочетание нагрузок РСН 1 установлено:

– допускаемая нагрузка на сваю равна 20423,2кН, а максимальная нагрузка равна 698,8кН – условие выполнено (несущая способность грунта основания сваи обеспечена);

– допустимое давление на грунт $\sigma_{zu} = 28,6$ кПа, а максимальное давление на грунт в наиболее опасном уровне $\sigma_z = 0,5$ кПа – условие выполнено (устойчивость основания, окружающего сваю, обеспечена);

– расчётный момент $\eta M = 4,3$ кНм, а несущая способность $M_u = 431,4$ кНм–условие выполнено.

– допускаемое перемещение $u_u = 1,0$ см, а максимальное горизонтальное перемещение $u_p = 0,008$ см– условие выполнено(ограничения по перемещениям головы сваи выполнены).

Подобным образом осуществлены расчеты свай по двум предельным состояниям при РСН 3,4,5 и расчеты на совместное действие вертикальной и горизонтальных сил и момента. Исходя из полученных результатов, необходимо констатировать, что несущая способность свай и грунта основания обеспечены.

Производим конструктивный расчет элементов здания выше отметки – 0,850.

Расчет армирования ростверка здания осуществляем в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

Задание данных по армированию ростверка:

Тип сечения – прямоугольник: ширина $b = 80$ см; высота $h = 60$ см.

Расстояние от верхней арматуры: до верхней грани сечения $h_v = 5$ см.

Расстояние от нижней арматуры: до нижней грани сечения $h_n = 5$ см.

Расстояние от арматуры: до боковой грани сечения $h_b = 5$ см.

Вид бетона – тяжелый, класс бетона В20.

Коэффициент условий работы бетона без $G_{b1} = 0,9$.

Коэффициент условий работы бетона $M_{krb} = 1,2$.

Арматура класса А400: коэффициент условий работы стали $G_s = 1,1$.

Коэффициент условий работы стали $M_{krs} = 1,2$.

Результаты расчета арматуры ростверка приведены в таблице 14.

Таблица 14 – Результаты расчета арматуры ростверка

$As1:(cm^2)$	$As2:(cm^2)$	$As3:(cm^2)$	$As4:(cm^2)$	$As:(cm^2)$	μ (%)
9,74	9,74	12,23	12,23	43,95	0,92

Интенсивность поперечной арматуры $A_{sw} = 19,34$ см²/м.

Производим расчет по армированию колонн. Расчет армирования колонн здания осуществляем в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

Задание данных по армированию колонн:

тип сечения – прямоугольник: ширина $b = 40$ см; высота $h = 40$ см.

Расстояние от верхней арматуры: до верхней грани сечения $h_v = 5$ см.

Расстояние от нижней арматуры: до нижней грани сечения $h_n = 5$ см.

Расстояние от арматуры: до боковой грани сечения $h_b = 5$ см.

Вид бетона – тяжелый, класс бетона В20.

Сечения № 1, 2.

Результаты расчета суммарной арматуры колонн приведены в таблице 15.

Таблица 15 – Результаты расчета арматуры колонн

As1(см ²)	As2(см ²)	As3(см ²)	As4(см ²)	As(см ²)	mu(%)
10,00	10,00	10,00	10,00	40,00	2,50

Теоретическая поперечная арматура.

Интенсивность поперечной арматуры $A_{sw} = 11,38 \text{ см}_2/\text{м}$.

Производим расчет по армированию ригелей первого этажа. Расчет осуществляем в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

Задание данных по армированию ригелей:

Тип сечения – тавр: ширина $b = 40 \text{ см}$; высота $h = 66 \text{ см}$.

Ширина верхней полки $bf_1 = 190 \text{ см}$.

Высота верхней полки $hf_1 = 16 \text{ см}$.

Расстояние от верхней арматуры: до верхней грани сечения $h_v = 5 \text{ см}$.

Расстояние от нижней арматуры: до нижней грани сечения $h_n = 5 \text{ см}$.

Расстояние от арматуры: до боковой грани сечения $h_b = 5 \text{ см}$.

Схема армирования – 1. Вид бетона – тяжелый. Класс бетона В20.

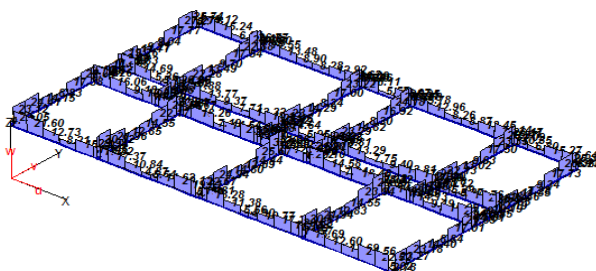
Результаты расчета армирования ригелей первого этажа представлены на рисунке 15.

Подобным образом произведен расчет по армированию ригелей второго, третьего и четвертого этажей.

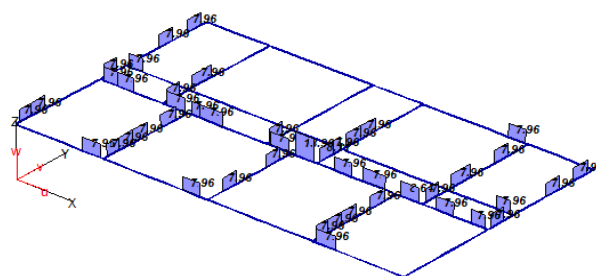
В результате проведенного расчета установлено численное значение суммарной продольной арматуры:

- ростверка – $A_s = 43,95 \text{ см}^2$;
- колонн – $A_s = 40,00 \text{ см}^2$;
- ригелей первого этажа – $A_s = 32,2 \text{ см}^2$;
- ригелей второго этажа – $A_s = 26,8 \text{ см}^2$;
- ригелей третьего этажа – $A_s = 50,0309 \text{ см}^2$;
- ригелей четвертого этажа – $A_s = 28,3746 \text{ см}^2$.

На основании проведенного поверочного расчета констатируем, что числовое значение площади поперечного сечения арматуры, находящейся в ростверке, составляет $25,13 \text{ см}^2$, что значительно меньше числового значения площади арматуры полученного при поверочном расчете, а именно $43,95 \text{ см}^2$ – условие прочности не выполняется.



$\text{Min}A_s = 2,78086 \text{ см}^2$ (элемент 3351); $\text{Max}A_s = 32,203 \text{ см}^2$ (элемент 3387)



$\text{Min}A_{sw} = 0 \text{ см}^2/\text{м}$ (элемент 3330); $\text{Max}A_{sw} = 13,9648 \text{ см}^2/\text{м}$ (элемент 3567)

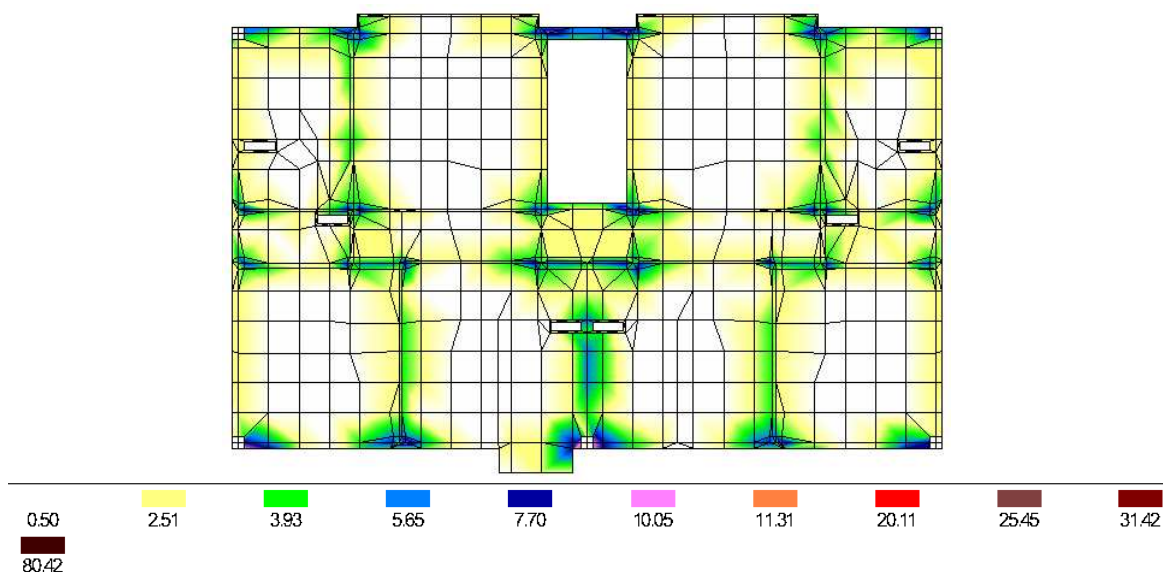
Рисунок 15 – Результаты расчета армирования ригелей первого этажа

На основании проведенного поверочного расчета колонн констатируем, что числовое значение площади поперечного сечения арматуры, находящейся в колоннах, составляет $25,13 \text{ см}^2$, что значительно меньше числового значения площади арматуры полученного при поверочном расчете, а именно $40,00 \text{ см}^2$ – условие прочности не выполняется.

На основании проведенного поверочного расчета ригелей констатируем, что числовое значение площади поперечного сечения арматуры, находящейся в ригелях, составляет $17,47 \text{ см}^2$, что значительно меньше числового значения площади арматуры полученного при поверочном расчете, а именно:

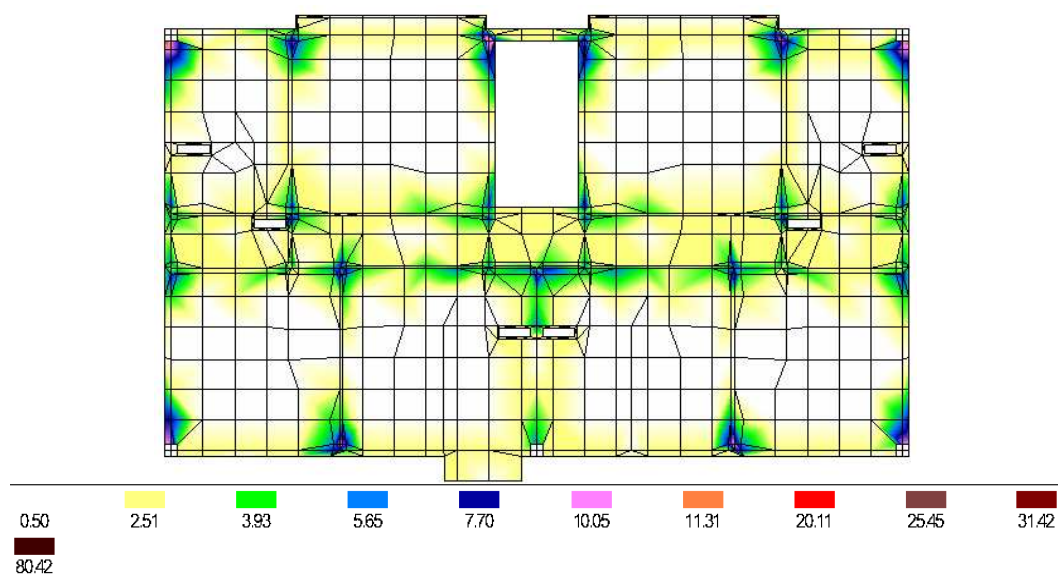
- ригелей первого этажа $-A_s = 32,203 \text{ см}^2$;
- ригелей второго этажа $-A_s = 26,7996 \text{ см}^2$;
- ригелей третьего этажа $-A_s = 50,0309 \text{ см}^2$;
- ригелей четвертого этажа $-A_s = 28,3746 \text{ см}^2$ – условие прочности не выполняется.

Производим расчет армирования плиты перекрытия первого этажа. На рисунке 16 и 17 изображены изополя площади поперечного сечения верхнего слоя армирования по осям «г» и «с» соответственно.



MinAsro = 0 см²/м, MaxAsro = 13,1027 см²/м; Расчет по РСУ

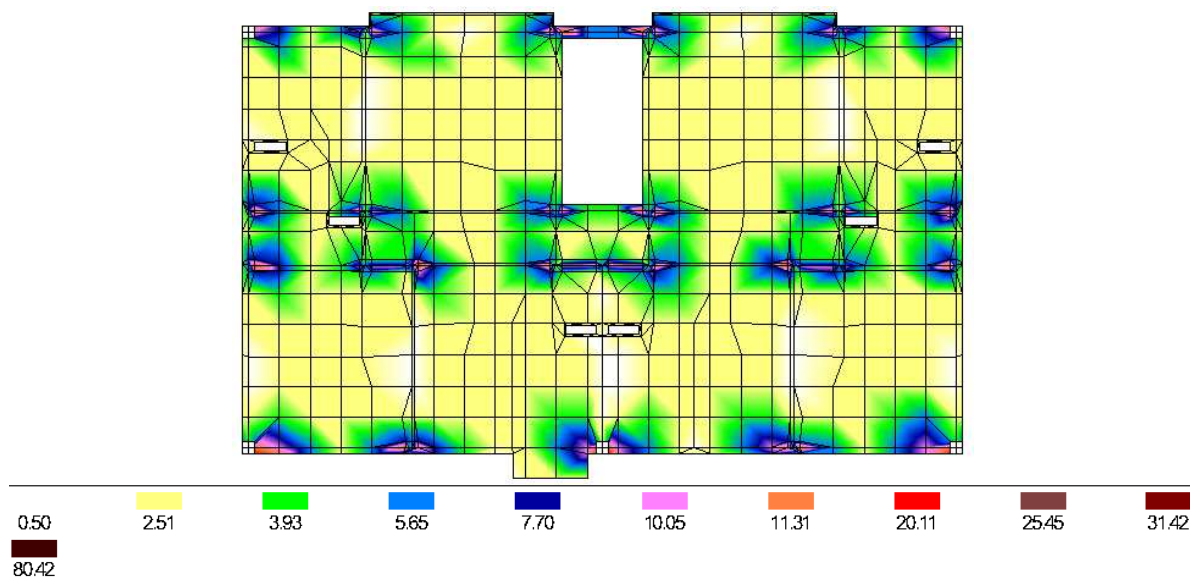
Рисунок 16 – Результаты расчета армирования плиты перекрытия
1-го этажа



MinAsso = 0 см²/м, MaxAsso = 13,1355 см²/м; Расчет по РСУ

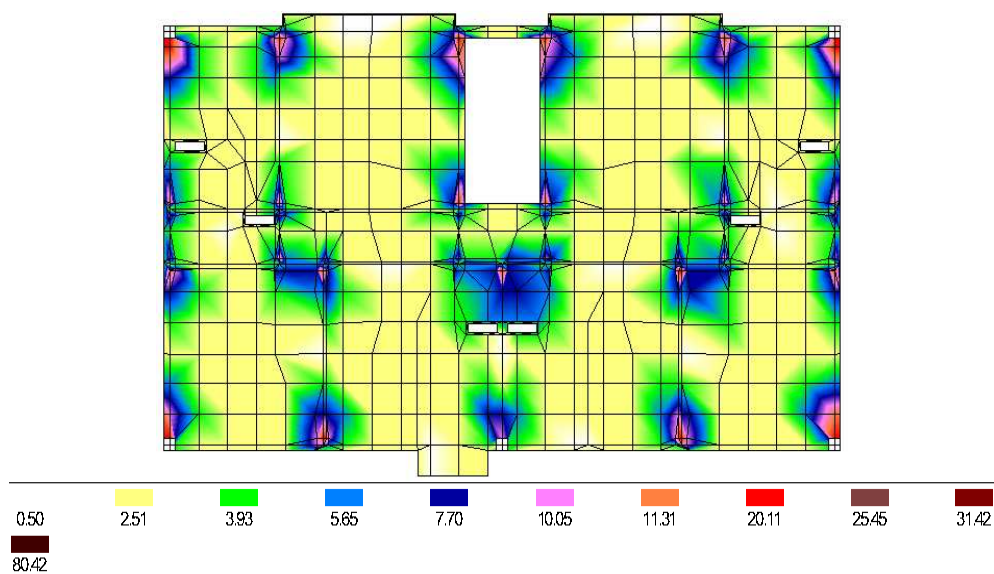
Рисунок 17 – Результаты расчета армирования плиты перекрытия
1-го этажа

На рисунке 18 и 19 изображены изополя площади поперечного сечения нижнего слоя армирования по осям «Г» и «С» соответственно.



MinAsru = 0 см²/м, MaxAsru = 15,6935 см²/м; Расчет по РСУ

Рисунок 18 – Результаты расчета армирования плиты перекрытия
1-го этажа



MinAssu = 0 см²/м, MaxAssu = 17,3691 см²/м; Расчет по РСУ

Рисунок 19 – Результаты расчета армирования плиты перекрытия
1-го этажа

На рисунке 20 изображены изополя площади поперечного сечения поперечной арматуры.

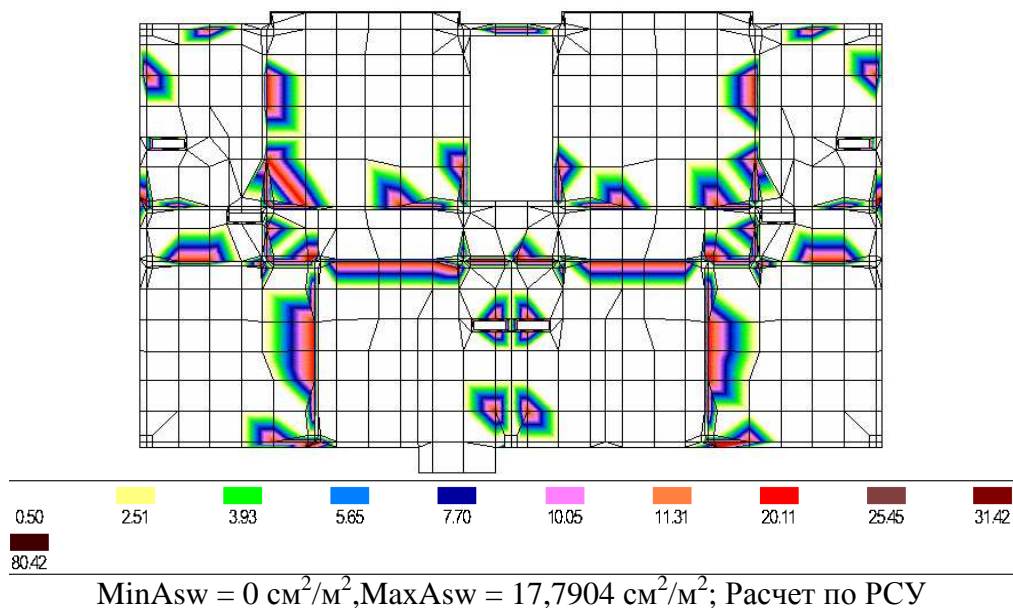


Рисунок 20 – Результаты расчета поперечного армирования плиты перекрытия 1-го этажа

Подобным образом произведены расчеты армирования плиты перекрытия второго, третьего и четвертого этажей.

В результате проведенного расчета установлено численное значение площадей поперечного сечения арматуры:

– плита первого этажа

Asro (верхняя вдоль оси «r»): 0,5 – 3,93 см²;

Asso (верхняя вдоль оси «s»): 0,5 – 3,93 см²;

Усиление в местах опирания до 7,7 см²;

Asru (нижняя вдоль оси «r»): 2,51 – 3,93 см²;

Assu (нижняя вдоль оси «s»): 2,51 – 3,93 см²;

Усиление в местах опирания до 7,7 см²;

– плита второго этажа

Asro (верхняя вдоль оси «r»): 0,5 – 2,51 см²;

Asso (верхняя вдоль оси «s»): 0,5 – 2,51 см²;

Усиление в местах опирания до 3,93 см²;

Asru (нижняя вдоль оси «r»): 2,51 – 3,93 см²;

Assu (нижняя вдоль оси «s»): 2,51 – 3,93 см²;

Усиление в местах опирания до 7,7 см²;

– плита третьего этажа

Asro (верхняя вдоль оси «r»): 0,5 – 2,51 см²;

Asso (верхняя вдоль оси «s»): 0,5 – 2,51 см²;

Усиление в местах опирания до 3,93 см²;

Asru (нижняя вдоль оси «r»): 2,51 – 2,51 см²;

Assu (нижняя вдоль оси «s»): 2,51 – 2,51 см²;

Усиление в местах опирания до 3,93 см²;

– плита четвертого этажа

Asro (верхняя вдоль оси «r»): 0,1 – 2,51 см²;

Asso (верхняя вдоль оси «s»): 0,1 – 2,51 см²;

Усиление в местах опирания – нет;

Asru (нижняя вдоль оси «r»): 0 – 2,51 см²;

Assu (нижняя вдоль оси «s»): 0 – 2,51 см²;

Усилений в местах опирания – нет.

На основании проведенного поверочного расчета констатируем, что числовое значение площади поперечного сечения полевого армирования, находящегося в плитах перекрытия, составляет 5,65 см², что превосходит числовые значения площади арматуры, полученные при поверочном расчете – условие прочности выполняется.

Заключение:

По предварительной оценке, с учетом результатов обследования методами неразрушающего контроля, техническое состояние строительных конструкций классифицируется как удовлетворительное.

В результате поверочных расчетов свай установлено, что несущая способность свай и грунта основания обеспечена.

В результате проведенного расчета фундаментного ростверка установлено числовое суммарное значение площади поперечного сечения арматуры, равное 43,95 см², что значительно превосходит суммарное значение площади поперечного сечения арматуры, находящейся в ростверке, и численно равной 25,13 см² – условие прочности не выполняется.

В результате проведенного расчета колонн установлено числовое суммарное значение площади поперечного сечения арматуры, равное 40,00 см², что значительно превосходит суммарное значение площади поперечного сечения арматуры, находящейся в колоннах, и численно равной 25,13 см² – условие прочности не выполняется.

В результате проведенного расчета ригелей установлено числовое суммарное значение площадей поперечных сечений арматуры, равных 32,203 см², 26,7996 см², 50,0309 см², 28,3746 см² (соответственно для 1-го, 2-го, 3-го и 4-го этажей), что значительно превосходит суммарное значение площади поперечного сечения арматуры, находящегося в ригелях, и численно равное 17,47 см² – условие прочности не выполняется.

На основании проведенного поверочного расчета констатируем, что 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 поверочном расчете, – условие прочности выполняется.

В целом анализ состояния здания позволил выявить несоответствие ряда конструктивных элементов, требующих безусловного их усиления в процессе завершения строительства.

Список литературы:

1. 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.
2. 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.
3. Дегтярев Г.В. Комплексный и индивидуальный учет сочетания нагрузок как метод анализа безопасности строений/ 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.

References

1. Degtjarev, G.V. Analiz promyshlennoj bezopasnosti sushhestvujushhego zdanija s uchetom vzaimovlijanija proektiruемого rjedom 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.
2. Kozhenko N.V. Kompleksnyj metod obsledovanija zdaniij i sooruzhenij pri sovmestnoj rabote s vyshkami svjazi/ Kozhenko N.V., Degtjarev V.G., Degtjarev G.V., Tabaev I.A.// Politematicheskij setevoj jelektronnyj zhurnal KubGAU, 2013, № 89(05) IDA 0891305043. – 26 s.
3. Degtjarev G.V. Kompleksnyj i individual'nyj uchet sochetanija nagruzok kak metod analiza bezopasnosti stroenij/ 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.