



ООО "ПСК-ГРАФИТ"

**ООО «ПСК-ГРАФИТ»**

**Свидетельство СРО №1042.01-2017-5001109240-П-166**

**Заказчик: ООО «СЗ Рент-Сервис»**

**«Многофункциональный жилой дом №30  
Волгоградская область, г. Волгоград, Советский район Микрорайон  
«Родниковая-1», квартал «Приозерный»**

## **ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ**

**Конструктивные и объемно планировочные решения. Расчетный  
том.**

**20-ВЛГ/ДЗО-ДИ21-КР.Р**



ООО "ПСК-ГРАФИТ"

ООО «ПСК-ГРАФИТ»

Свидетельство СРО №1042.01-2017-5001109240-П-166

Заказчик: ООО «СЗ Рент-Сервис»

«Многофункциональный жилой дом №30  
Волгоградская область, г. Волгоград, Советский район Микрорайон  
«Родниковая-1», квартал «Приозерный»

## ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Конструктивные и объемно планировочные решения. Расчетный  
том.

**20-ВЛГ/ДЗО-ДИ21-КР.Р**

Главный инженер проекта






И.А.Сыпченко

## Оглавление

1.	Расчет конструкций.....	5
1.1	Общие данные .....	5
1.2	Сбор нагрузок на конструкции здания.....	7
1.2.1	Собственный вес конструкций.....	7
1.2.2	Нагрузка на конструкции от грунта и складированных материалов	7
1.2.3	Нагрузка от стен, перегородок, конструкции пола.....	8
1.2.4	Ветровая нагрузка .....	9
1.2.5	Снеговая нагрузка .....	12
1.3	Нагрузка от оборудования .....	14
1.4	Динамический расчет от ветровой нагрузки .....	14
1.5	Расчетная схема здания.....	15
1.6	Расчетные загрузения.....	17
1.7	Расчетные сочетания.....	18
1.8	Жесткости расчетной схемы .....	19
1.9	Нагрузки расчетной схемы.....	21
1.10	Свайное основание .....	28
1.10.1	Расчет несущей способности свай по материалу.....	28
1.10.2	Расчет несущей способности свай по грунту.....	29
1.10.3	Расчет осадки и жесткости свай.....	35
1.11	Протокол выполнения расчета .....	37
1.12	Анализ результатов расчетов .....	40
1.12.1	Деформации расчетной схемы.....	40
1.12.2	Колебания здания, динамическая составляющая.....	41
1.12.3	Анализ динамической комфортности .....	43
1.12.4	Устойчивость здания .....	44
1.12.5	Нагрузки на сваи.....	45
1.12.6	Определение прогибов перекрытий.....	46

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Изм.	Кол.уч	Лист	№	Подпись	Дата				
		Провин			11.21	Расчетная записка	Стадия	Лист	Листов
		Сыпченко			11.21		П	3	97
		Прокошев			11.21		ООО «ПСК ГРАФИТ»		



# 1. Расчет конструкций

## 1.1 Общие данные

На основании проектной документации для принятых конструктивных решений выполнен ряд основных расчётов. Все расчёты проводились с учётом требований строительных норм и правил, действующих на территории России.

Несущие конструкции рассчитаны на силовые воздействия по методу конечных элементов с помощью программного комплекса ЛИРА-САПР 2020r3, отдельные элементы рассчитаны в программах-сателлитах SCAD Office 21.1.

Конструкции здания рассчитаны по двум группам предельных состояний, в соответствии с положениями ГОСТ 27751:

- первая группа включает предельные состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций, оснований (зданий или сооружений в целом) или к полной (частичной) потере несущей способности зданий и сооружений в целом;
- вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций (оснований) или уменьшающие долговечность зданий (сооружений) по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчет по предельным состояниям имеет целью обеспечить надежность здания или сооружения в течение всего его срока службы, а также при производстве работ.

Условия обеспечения надежности заключается в том, чтобы расчетные значения нагрузок (наиболее неблагоприятных сочетаний) или ими вызванных усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытий трещин не превышали соответствующих им предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования конструкций или оснований.

Определение усилий в конструкциях здания производилось с использованием программного комплекса «Ли́ра-САПР 2020». В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Фундаментная плита, стены, перекрытия – универсальными пластинчатыми конечными элементами оболочки.

									Лист
									5
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

## **Нагрузки и воздействия**

Значения нагрузок и их классификация приняты по СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85\* "Нагрузки и воздействия"» с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке, характеризующих возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений, отступлений от условий нормальной эксплуатации.

### **Постоянные нагрузки:**

- собственный вес всех конструктивных элементов (несущих и ограждающих), вес перегородок, вес и давление грунтов (насыпей, засыпок).

### **Временные нагрузки:**

- вес стационарного оборудования, нагрузки от людей, нагрузки от подвижного транспорта и подъёмно-транспортного оборудования в объёме подземного пространства здания.

## **Сопряжения элементов здания**

Сопряжение элементов монолитных железобетонных конструкций между собой - жесткое;

Расчетная схема здания и расчеты их отдельных элементов приведены в данном томе.

При расчете здания и проверке его отдельных элементов были приняты типы сечений и элементы удовлетворяющих требованиям по прочности, деформативности и устойчивости на основании действующих нормативных документов.

Данные по результатам расчетов здания и отдельных элементов приведены в данном томе с указанием прогибов, перемещений, данных по необходимому армированию и принятым сечениям элементов и узлов конструкций.

										Лист
										6
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р					

## 1.2 Сбор нагрузок на конструкции здания

### 1.2.1 Собственный вес конструкций

Собственный вес каркаса был автоматически сформирован в ЛИРА-САПР, по геометрическим и физическим характеристикам заданных сечений элементов каркаса.

### 1.2.2 Нагрузка на конструкции от грунта и складированных материалов

Расчет нагрузки на стены подвала приведен на рисунке 1.

#### Расчет бокового давления грунта на конструкцию

**Допущения и предпосылки.** Методика расчета принята согласно п.п. 9.17-9.23 СП 22.13330.2011. Грунты прилегающие к подпорной конструкции условно однородные с характеристиками указанными в исходных данных. Грунтовые воды отсутствуют. Вертикальная составляющая усилий не учитывается.

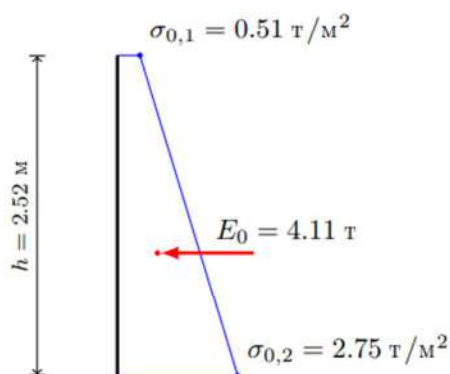
**Исходные данные.**  $h = 2.52$  м;  $\gamma_{fq} = 1.20$ ;  $q = 1.00 \cdot 1.20 = 1.20$  т/м<sup>2</sup>;  $\gamma_{fg} = 1.15$ ;  $\gamma = 1.80 \cdot 1.15 = 2.07$  т/м<sup>3</sup>;  $c = 0$  т/м<sup>2</sup>;  $\varphi = 30.0^\circ$ ;  $\delta = 0^\circ$ ;  $\theta = 0^\circ$ ;  $\beta = 0^\circ$ ; вычисляется давление покоя.

**Расчет.** Коэффициент бокового давления:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0.30}{1 - 0.30} = 0.429$$

Давление в характерных точках по глубине:

$$\begin{aligned}\sigma_{0,1} &= K_0 q = 0.429 \cdot 1.20 = 0.51 \text{ т/м}^2 \\ \sigma_{0,2} &= \gamma h K_0 + K_0 q = 2.07 \cdot 2.52 \cdot 0.429 + 0.429 \cdot 1.20 = 2.75 \text{ т/м}^2 \\ E_0 &= 0.5bh (\sigma_{0,1} + \sigma_{0,2}) = 0.5 \cdot 1.0 \cdot 2.52 (0.51 + 2.75) = 4.11 \text{ т} \\ h_E &= \frac{h}{3} \cdot \frac{2\sigma_{0,1} + \sigma_{0,2}}{\sigma_{0,1} + \sigma_{0,2}} = \frac{2.52}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0.51 + 2.75}{0.51 + 2.75} = 0.97 \text{ м}\end{aligned}$$



**Выводы.** Эпюра бокового давления имеет форму трапеции. Давление в верхней и нижней частях эпюры составляет соответственно  $\sigma_{0,1} = 0.51$  т/м<sup>2</sup> и  $\sigma_{0,2} = 2.75$  т/м<sup>2</sup>. Суммарное горизонтальное усилие от бокового давления составляет  $E_0 = 4.11$  т.

Рисунок 1 - Расчет давления грунта

									Лист
									7
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

### 1.2.3 Нагрузка от стен, перегородок, конструкции пола

Значения нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке принимались по технологическому и техническому заданиям и СП20.133330.2016(СНиП 2.01.07-85\*) «Нагрузки и воздействия». Сбор нагрузок приведен в таблицах.

Таблица 1.1 – Нагрузка на конструкции

№ п.п	Тип нагрузки	$R_n$	$\gamma_f$	$R$	Принятое значение
<b>1</b>	<b>Постоянные</b>				
1.1	Собственный вес ЖБ конструкций	автом.*	1.1	автом.*	
1.2	Ограждающие конструкции -высотой 3,0м -высотой 3,4м -высотой 4,2м -парапет высотой до 1,0м -стекл. ограждение 1го этажа	-/-	-/-	710кг/м 805 кг/м 994 кг/м  280кг/м	710кг/м 810 кг/м 1000 кг/ 750кг/м 280кг/м
1.2.1	Газобетон Д500 высотой 2,82м	447кг/м	1,3	581кг/м	
1.2.2	Фасадный утеплитель 150мм высотой 3м	68кг/м	1,3	88кг/м	
1.2.3	Фасадная штукатурка 6мм высотой 3м	30кг/м	1,3	39кг/м	
1.3	Ограждающие конструкции балконов	-/-	-/-	-/-	400кг/м
1.3.1	Кирпичная кладка(120мм) высотой 1,2м	260кг/м	1,2	312кг/м	
1.3.2	Остекление высотой 1,6м	70кг/м	1,2	84кг/м	
1.4.1	Перегородки 1го этажа	233 кг/м <sup>2</sup>	1.2	280 кг/м <sup>2</sup>	280 кг/м <sup>2</sup>
1.4.2	Перегородки типового этажа	341 кг/м <sup>2</sup>	1.2	410 кг/м <sup>2</sup>	410 кг/м <sup>2</sup>
1.4.3	Перегородки верхнего этажа	391 кг/м <sup>2</sup>	1.2	470 кг/м <sup>2</sup>	470 кг/м <sup>2</sup>
1.5	Пол 1го этажа			166 кг/м <sup>2</sup>	170 кг/м <sup>2</sup>
1.5.1	Керамогранит	20кг/м <sup>2</sup>	1.1	22кг/м <sup>2</sup>	
1.5.2	Плиточный клей 10мм	18кг/м <sup>2</sup>	1.2	22 кг/м <sup>2</sup>	
1.5.3	ЦПС 50мм	90кг/м <sup>2</sup>	1.3	117 кг/м <sup>2</sup>	
1.5.4	Утеплитель 50мм	2кг/м <sup>2</sup>	1.2	2,4 кг/м <sup>2</sup>	
1.5.5	Пароизоляция	2кг/м <sup>2</sup>	1.2	2,4 кг/м <sup>2</sup>	
1.6	Пол типового этажа			187 кг/м <sup>2</sup>	187 кг/м <sup>2</sup>
1.6.1	Отделочное покрытие	20 кг/м <sup>2</sup>	1.2	24 кг/м <sup>2</sup>	
1.6.2	ЦПС 70мм	126 кг/м <sup>2</sup>	1.2	164 кг/м <sup>2</sup>	
1.7	Пол чердака и			150 кг/м <sup>2</sup>	150 кг/м <sup>2</sup>
1.7.1	ЦПС 60мм	108 кг/м <sup>2</sup>	1.3	141 кг/м <sup>2</sup>	
1.7.2	Утеплитель 90мм	4 кг/м <sup>2</sup>	1.2	4,8 кг/м <sup>2</sup>	
1.7.3	Пароизоляция	2 кг/м <sup>2</sup>	1.2	2,4 кг/м <sup>2</sup>	
1.8	Кровля			115 кг/м <sup>2</sup>	115 кг/м <sup>2</sup>
1.8.1	Гидроизоляция	5 кг/м <sup>2</sup>	1,2	6 кг/м <sup>2</sup>	
1.8.2	Плиты ЦСП 24мм	44 кг/м <sup>2</sup>	1,2	52 кг/м <sup>2</sup>	
1.8.3	Уклообр. слой из ИЗОЛ К1	30 кг/м <sup>2</sup>	1,2	36 кг/м <sup>2</sup>	
1.8.4	Утеплитель IZOLECO 160	8,4 кг/м <sup>2</sup>	1,2	10,1 кг/м <sup>2</sup>	
1.8.5	Утеплитель IZOLECO 110	9 кг/м <sup>2</sup>	1,2	10,8 кг/м <sup>2</sup>	
1.7	Пол котельной – ЦПС 50мм	90кг/м <sup>2</sup>	1,3	117 кг/м <sup>2</sup>	120 кг/м <sup>2</sup>

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

8



№ п.п	Тип нагрузки	$R_n$	$u_f$	$R$	Принятое значение
1.9	Давление грунта на стены подвала	0.51...2,72т/м <sup>2</sup>			
	Давление грунта на выступы фундамента	5.29 т/м <sup>2</sup>			
<b>2</b>	<b>Временные</b>				
2.1	Коммерческие помещения	400 кг/м <sup>2</sup>	1.2	480 кг/м <sup>2</sup>	480 кг/м <sup>2</sup>
2.2	Жилые помещения	150 кг/м <sup>2</sup>	1.3	195 кг/м <sup>2</sup>	195 кг/м <sup>2</sup>
2.3	Коридоры и лестницы	300 кг/м <sup>2</sup>	1.2	360 кг/м <sup>2</sup>	360 кг/м <sup>2</sup>
2.4	Покрытие	50 кг/м <sup>2</sup>	1.3	65 кг/м <sup>2</sup>	65 кг/м <sup>2</sup>
2.5	Чердачные и подвальные помещения	70 кг/м <sup>2</sup>	1.3	91 кг/м <sup>2</sup>	90 кг/м <sup>2</sup>
2.6	Балконы(полоса 80см)	400 кг/м <sup>2</sup>	1,2	480 кг/м <sup>2</sup>	480 кг/м <sup>2</sup>
2.7	Снеговая – II район	п.п.1.2, снеговая нагрузка			
2.8	Ветровая нагрузка	Для каждого перекрытия в зависимости от высоты. Пульсационная составляющая – автоматически.			

$R_n$  – нормативное значение нагрузки

$u_f$  – коэффициент надежности по нагрузке

$R$  – расчетное значение нагрузки

#### 1.2.4 Ветровая нагрузка

Расчет выполнен по нормам проектирования "СП 20.13330.2016 с изменениями №1,2"

Исходные данные	
Ветровой район	III
Нормативное значение ветрового давления	0.038 Т/м <sup>2</sup>
Тип местности	B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями

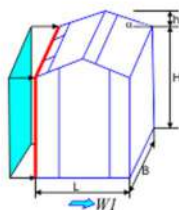


Рисунок 2 - Схема ветрового воздействия

Параметры		
Шаг сканирования	3 м	
Коэффициент надежности по нагрузке $g_1$	1.4	
$H$	72	м
$B$	32	м
$h$	0	м
$L$	22	м

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

9

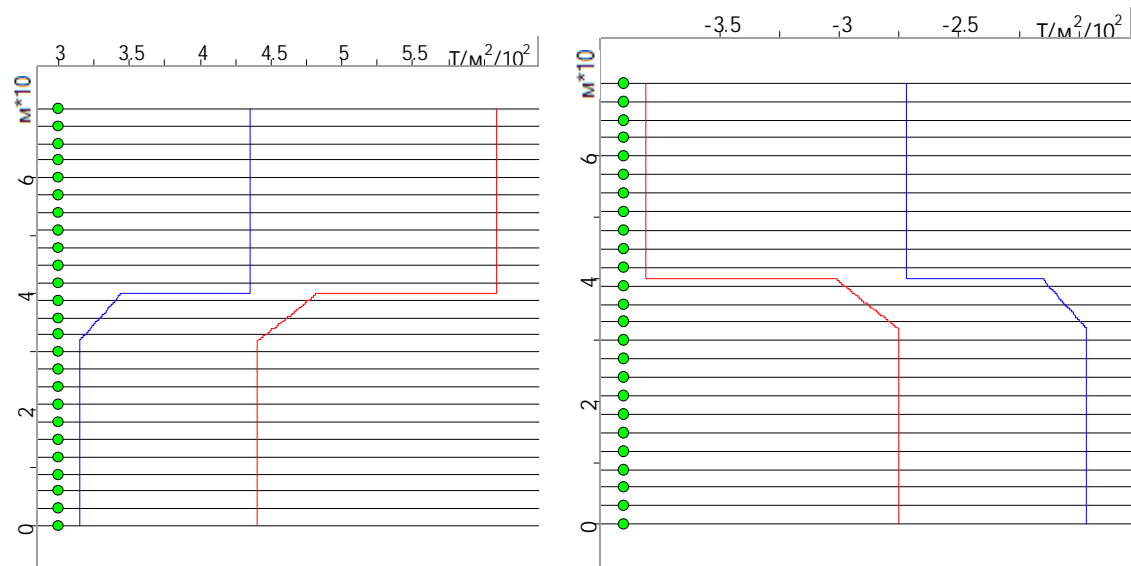


Рисунок 3 - Схемы нагрузки на наветренную(слева) и подветренную(справа) стороны

Таблица 1.2 – Ветровая нагрузка

Высота (м)	Наветренная сторона		Подветренная сторона	
	Нормативное значение ( $T/m^2$ )	Расчетное значение ( $T/m^2$ )	Нормативное значение ( $T/m^2$ )	Расчетное значение ( $T/m^2$ )
0	0.031	0.044	-0.02	-0.028
3	0.031	0.044	-0.02	-0.028
6	0.031	0.044	-0.02	-0.028
9	0.031	0.044	-0.02	-0.028
12	0.031	0.044	-0.02	-0.028
15	0.031	0.044	-0.02	-0.028
18	0.031	0.044	-0.02	-0.028
21	0.031	0.044	-0.02	-0.028
24	0.031	0.044	-0.02	-0.028
27	0.031	0.044	-0.02	-0.028
30	0.031	0.044	-0.02	-0.028
33	0.032	0.045	-0.02	-0.028
36	0.033	0.046	-0.021	-0.029
39	0.034	0.048	-0.021	-0.03
42	0.044	0.061	-0.027	-0.038
45	0.044	0.061	-0.027	-0.038
48	0.044	0.061	-0.027	-0.038
51	0.044	0.061	-0.027	-0.038
54	0.044	0.061	-0.027	-0.038
57	0.044	0.061	-0.027	-0.038
60	0.044	0.061	-0.027	-0.038
63	0.044	0.061	-0.027	-0.038
66	0.044	0.061	-0.027	-0.038
69	0.044	0.061	-0.027	-0.038
70	0.044	0.061	-0.027	-0.038

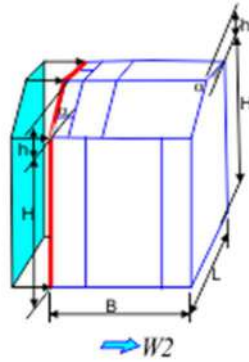


Рисунок 4 - Схема ветрового воздействия

Параметры		
Шаг сканирования	3 м	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.4	
$H$	72	м
$B$	32	м
$h$	0	м
$L$	22	м

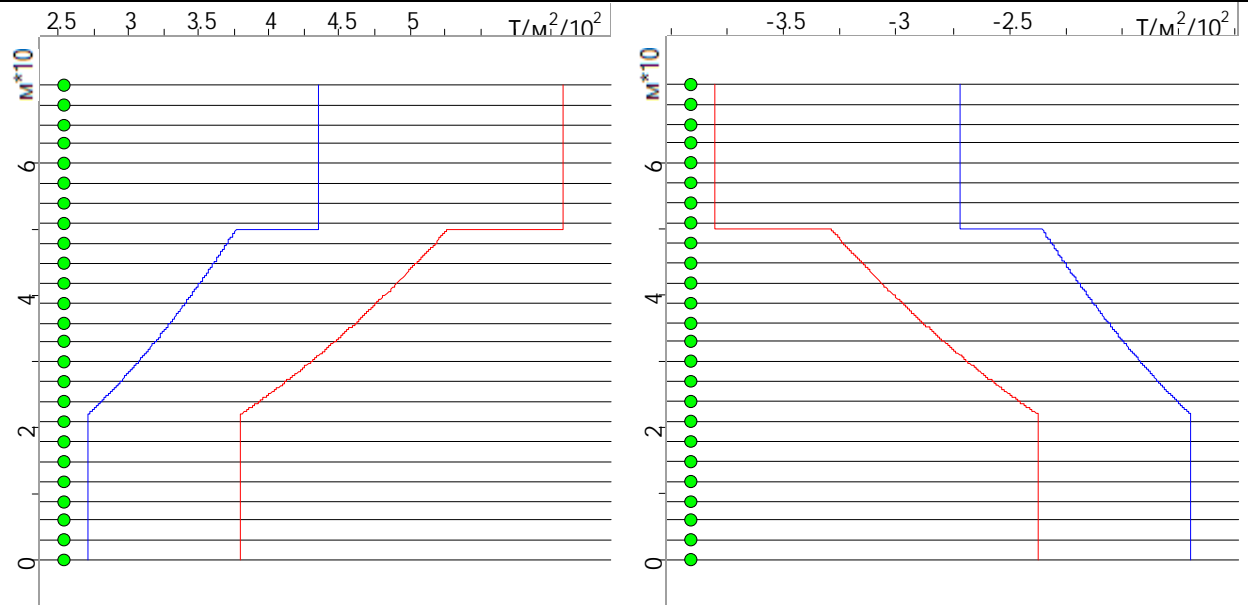


Рисунок 5 - Схемы нагрузки на наветренную(слева) и подветренную(справа) стороны

Таблица 1.3 – Ветровая нагрузка

Высота (м)	Наветренная сторона		Подветренная сторона	
	Нормативное значение ( $T/m^2$ )	Расчетное значение ( $T/m^2$ )	Нормативное значение ( $T/m^2$ )	Расчетное значение ( $T/m^2$ )
0	0.027	0.038	-0.017	-0.024
3	0.027	0.038	-0.017	-0.024
6	0.027	0.038	-0.017	-0.024
9	0.027	0.038	-0.017	-0.024
12	0.027	0.038	-0.017	-0.024
15	0.027	0.038	-0.017	-0.024

Высота (м)	Наветренная сторона		Подветренная сторона	
	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )
18	0.027	0.038	-0.017	-0.024
21	0.027	0.038	-0.017	-0.024
24	0.028	0.039	-0.018	-0.025
27	0.029	0.041	-0.018	-0.026
30	0.031	0.043	-0.019	-0.027
33	0.032	0.045	-0.02	-0.028
36	0.033	0.046	-0.021	-0.029
39	0.034	0.048	-0.021	-0.03
42	0.035	0.049	-0.022	-0.031
45	0.036	0.05	-0.023	-0.032
48	0.037	0.052	-0.023	-0.032
51	0.044	0.061	-0.027	-0.038
54	0.044	0.061	-0.027	-0.038
57	0.044	0.061	-0.027	-0.038
60	0.044	0.061	-0.027	-0.038
63	0.044	0.061	-0.027	-0.038
66	0.044	0.061	-0.027	-0.038
69	0.044	0.061	-0.027	-0.038
70	0.044	0.061	-0.027	-0.038

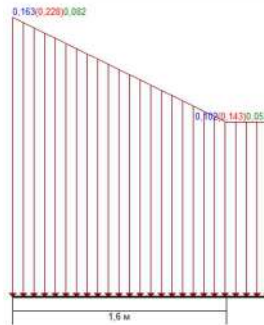
По данным нагрузкам была задана средняя ветровая нагрузка, пульсационная составляющая учтена дополнительными динамическими загружениями.

### 1.2.5 Снеговая нагрузка

Значения нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке принимались по СП20.133330.2016(СНиП 2.01.07-85\*) «Нагрузки и воздействия».

Параметр	Значение	Единицы измерения
<i>Местность</i>		
<i>Снеговой район</i>	II	
<i>Нормативное значение снеговой нагрузки</i>	0.102	Т/м <sup>2</sup>
<i>Тип местности</i>	<i>В - Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м</i>	
<i>Средняя температура января</i>	-5	°С
<i>Здание</i>		
<i>Парапет</i>		
<i>Ширина здания В</i>	22	м
<i>h</i>	0.8	м
<i>Неутепленная конструкция с</i>	Нет	

Параметр	Значение	Единицы измерения
повышенным тепловыделением		
Коэффициент надежности по нагрузке $g_f$	1.4	



- Расчетное значение (II предельное состояние)
- Расчетное значение (I предельное состояние)
- Пониженное нормативное

#### Определение характеристик снегового мешка

**Допущения и предпосылки.** Методика расчета принята согласно СП 20.13330.2016 (с изменениями 1 и 2) для схемы «Б.8 Здания с перепадом высоты» из приложения «Б».

**Исходные данные.** Тип покрытия: «покрытие здания», уклон верхнего покрытия:  $\alpha \leq 20^\circ$  либо  $f/l \leq 1/8$  в случае свода, имеются парапеты высотой не более 1.2 м,  $l'_1 = 15.00$  м,  $l'_2 = 10.00$  м,  $h = 5.20$  м, снеговой район: II,  $S_0 = 1.00$  кПа,  $a = 25.0$  м,  $\beta = 0^\circ$ ,  $\varphi = 0^\circ$ .

#### Расчет.

Для верхнего покрытия рассматривается случай уклона  $\alpha \leq 20^\circ$  либо сводчатого покрытия при  $f/l \leq 1/8$ , принимается  $m_1 = 0.40$ .

Для нижнего покрытия для случая  $a = 25.0$  м  $> 21$  при  $\beta = 0^\circ \leq 20^\circ$ , принимается  $m_2 = 0.40$ .

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 l'_1 + m_2 l'_2) = 1 + \frac{1}{5.20} (0.40 \cdot 15.00 + 0.40 \cdot 10.00) = 2.923$$

Определение ширины зоны повышенных отложений снега  $b$ .

$$\mu = 2.923 \leq 2h/S_0 = 2 \cdot 5.20/1.00 = 10.40$$

$$b = 2h = 2 \cdot 5.20 = 10.40 \text{ м}$$

Условие  $b = 10.40$  м  $\leq 5h = 5 \cdot 5.20 = 26.00$  м выполняется.

Условие  $b = 10.40$  м  $\leq 16$  м выполняется.

Проверка ограничений для итогового значения  $\mu$ .

Условие  $\mu = 2.923 \leq 2h/S_0 = 10.40$  выполняется.

Поскольку  $l'_1 = 15.00$  м  $\leq 48$  и  $l'_2 = 10.00$  м  $\leq 48$ , для  $\mu$  устанавливается предельное значение 4.

Условие  $\mu = 2.923 \leq 4.000$  выполняется.

Для случая  $l'_2 = 10.00$  м  $\leq b = 10.40$  м значение  $\mu_1$  определяется по формуле:

$$\mu_1 = 1 - 2m_2 = 1 - 2 \cdot 0.40 = 0.200$$

**Выводы.** Получены коэффициенты для учета повышенного снегоотложения  $\mu = 2.923$ ,  $\mu_1 = 0.200$ .

Размер зоны повышенного снегоотложения составляет  $b = 10.40$  м.

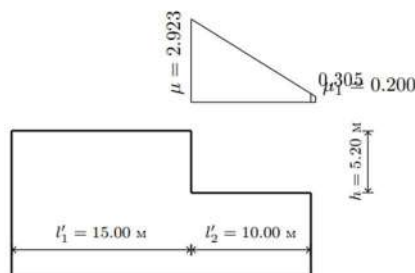



Рисунок 6 - Снеговой мешок от надстройки

### 1.3 Нагрузка от оборудования

#### Нагрузка от лифтового оборудования

**Таблица 3. Нагрузки на строительную часть при работе лифтового оборудования**

Обозначение нагрузки	Величина нагрузки, Н	Место приложения и характер нагрузок
P1	14200	На пол машинного помещения от рамы лебедки. Рабочая постоянная нагрузка
P2	15700	
P3	6900	
P4	8400	
P5	19500	На пол машинного помещения от узлов крепления канатов подвески кабины и противовеса. Рабочая постоянная нагрузка
P6	9650	
P7	2300	На пол машинного помещения от ограничителя скорости кабины. Рабочая постоянная нагрузка
P8	6000 Н/м <sup>2</sup>	На пол машинного помещения. Расчетная нагрузка
P11	36800	На пол прямка от направляющей кабины. Аварийная нагрузка
P12	85000	На пол прямка от буфера кабины. Аварийная нагрузка
P13	50800	На пол прямка от буфера противовеса. Аварийная нагрузка
Fx	890	 На направляющие кабины. Горизонтальная нагрузка
Fy	610	

#### Нагрузка от котельной.

Общий вес оборудования – 7200кг. Площадь помещения – 49м<sup>2</sup>. Нагрузка по площади с учетом коэф.запаса  $7200/49*1,05=155\text{кг}/\text{м}^2$

### 1.4 Динамический расчет от ветровой нагрузки

Динамическая реакция здания при расчете на ветровые нагрузки должна удовлетворять требованию СП 20.13330.2016 п. 11.1.8б по количеству числа собственных форм колебаний, учтенных в модели.

б) для всех сооружений (и их конструктивных элементов), у которых  $f_1 < f_{lim} < f_2$  - по формуле

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (11.7)$$

где  $f_2$  - вторая собственная частота;

$\xi$  - коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 11.1 в зависимости от суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  (см. 11.1.10) и безразмерного периода  $T_{g,1}$ , который определяется по формуле (11.8а) для первой собственной частоты  $f_1$ ;

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 \xi(z_{3x}) \gamma_f}}{940 f_1}. \quad (11.8 \text{ а})$$

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

11.1.10 Предельное значение частоты собственных колебаний  $f_{lim}$ , Гц, следует определять в зависимости от предельного безразмерного периода  $T_{g,lim}$ :

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{ex}) \gamma_f}}{940 T_{g,lim}} \quad (11.9a)$$

где значение параметра  $T_{g,lim}$  приведено в таблице 11.5 для трех значений суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$ .

Таблица 11.5

$\delta$	0,15	0,22	0,3
$T_{g,lim}$	0,0077	0,014	0,023

Значение суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  следует принимать:

а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций  $\delta=0,3$ ;

б) для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментях,  $\delta=0,15$ ;

в) для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции,  $\delta=0,22$ .

Примечание - В тех случаях, когда используются различные типы демпфирующих устройств (гасители колебаний), значение суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  устанавливается в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

Расчет выполняется в табличном виде по формулам

$$k(z_e) = k_{10}(z_e/10)^{2\alpha}, \quad w_m = w_0 k(z_e) c, \quad \zeta(z_e) = \zeta_{10}(z_e/10)^{-\alpha},$$

Отм.эт. м	$z_e$ м	$k(z_e)$	$\zeta(z_e)$
63.20	79.00	1.486	0.701

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{0.3 * 1,486 * 1.4}}{940 * 0.023} = 1,16 \text{ Гц}$$

### 1.5 Расчетная схема здания

Расчет несущей системы выполнен в программном комплексе ЛИРА САПР в упругой стадии работы материала. При расчете использовался метод конечных элементов (h-элементы) в форме метода перемещений. Переход от континуальной действительной модели конструкций к дискретной расчетной схеме осуществлен разбиением модели на сетку конечных элементов с шагом не более трех толщин элементов, кол-во степеней свободы у КЭ – шесть (три поворота и три перемещения). Колонны, балки и ребра оболочки моделировались стержневыми элементами (элементы N10). Плиты и стены моделировались плоскими КЭ (элементы N42 (трехузловые КЭ оболочки) и N44 (четыреузловые

КЭ оболочки)).

Для проведения статических и динамических расчетов здания была создана пространственная КЭ модель.

Сетка КЭ имеет в основном регулярную структуру, со сгущением в отдельных фрагментах. Сетка конечных элементов разбита со следующими шагами: перекрытия и стены –  $300\text{мм} < 3h = 3 * 0.18 = 540\text{мм}$ .

Расчет деформаций плит перекрытий выполнен в соответствии с указаниями п. 6.1.15 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» с детализацией в соответствии с указаниями СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий»: «Определение вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий производят от действия нормативных постоянных и длительных вертикальных нагрузок с учетом пониженных значений жесткостей элементов конструктивной системы.

На рисунке 7 приведена расчетная схема.

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		16



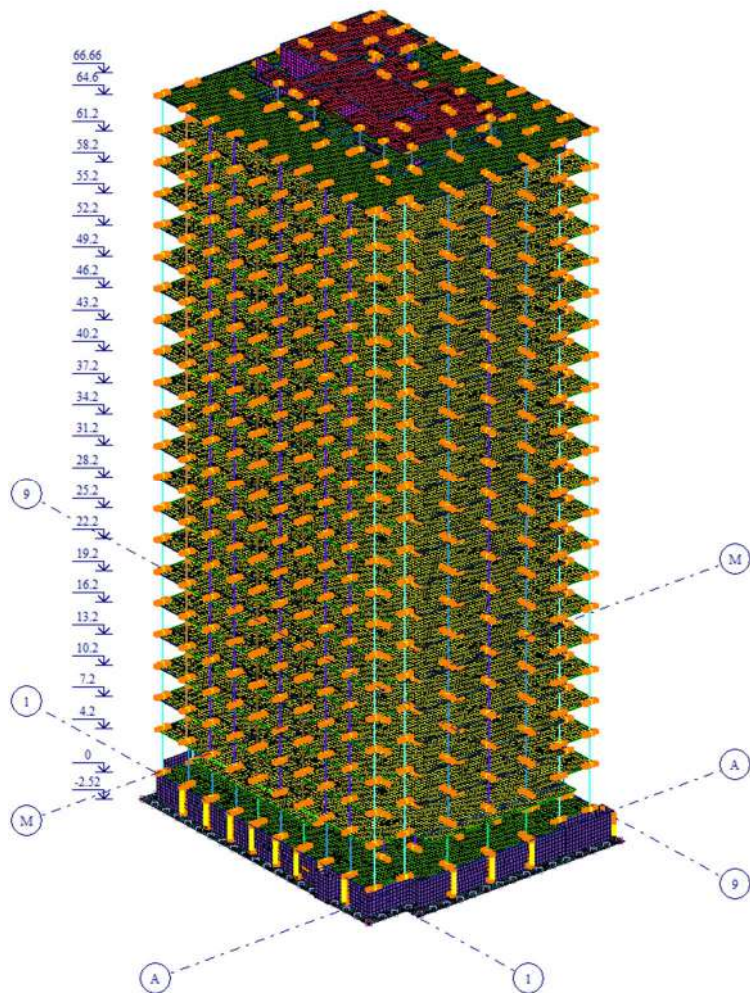


Рисунок 7 - Расчетная схема

### 1.6 Расчетные загрузки

Расчет выполнен по требованиям первой и второй групп предельных состояний. Расчеты по первой группе предельных состояний содержат расчет на устойчивость формы каркаса, расчеты на прочность различных сечений конструкции, расчет на продавливание. Расчеты по второй группе предельных состояний включают в себя расчет на раскрытие трещин, проверки по прогибам и горизонтальным перемещениям каркаса. Также выполнен расчет на соответствие динамической комфортности.

Расчет выполнен на сочетании постоянных и временных загрузений:

									Лист
									17
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

№	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	СВ_1.1	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2	Полы и кров...	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.30 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
3	Грунт_1.15	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.15 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
4	Наружные ст...	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.30 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
5	Перегородки...	Длительное (1)	1 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00
6	Полезная_1.2	Кратковременное(2)	2 0 0 0 0 0 1.20 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80
7	Полезная_1.3	Кратковременное(2)	2 0 0 0 0 0 1.30 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80
8	Снег_1.4	Кратковременное(2)	2 0 0 0 0 0 1.40 0.50	1.00 1.00 0.50 0.80
9	Обоудование...	Длительное (1)	1 0 0 0 0 0 1.05 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00
10	Ветер по X_1.4	Неактивное (9)	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
11	Ветер по У_1.4	Неактивное (9)	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
12	X	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80
13	У	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80
14	Массы	Неактивное (9)	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00

Расчетные сочетания нагрузок при определении усилий и конструировании стен и фундаментов приняты согласно таблице:

### 1.7 Расчетные сочетания

Таблица 1.5 – Расчетные сочетания

№	Нагрузка	Тип	Козф. над-ти	Козф. длит.	РСН1	РСН2	РСН3	РСН4	РСН5	РСН6
1	СВ_1.1	Постоянное(П)	1.1	1	1	1	1	1	1	0.91
2	Полы и кровля_1.3	Постоянное(П)	1.3	1	1	1	1	1	1	0.77
3	Грунт_1.15	Постоянное(П)	1.15	1	1	1	1	1	1	0.87
4	Наружные стены_1.3	Постоянное(П)	1.3	1	1	1	1	1	1	0.77
5	Перегородки_1.2	Длительное(Д)	1.2	1	1	1	1	1	1	0.83
6	Полезная_1.2	Кратковременное(К)	1.2	0.35	1	1	1	1	1	0.29
7	Полезная_1.3	Кратковременное(К)	1.3	0.35	1	1	1	1	1	0.26
8	Снег_1.4	Кратковременное(К)	1.4	0.5	1	1	1	1	1	0.36
9	Оборудование_1.05	Длительное(Д)	1,05	1	1	1	1	1	1	0,96
10	Ветер по X_1.4	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0	0	0
11	Ветер по У_1.4	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0	0	0
12	Массы	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0	0	0
13	Ветер по X_1.4	Мгновенное(М)	1.4	0	0	1	0	-1	0	0
14	Ветер по У_1.4	Мгновенное(М)	1.4	0	0	0	1	0	-1	0

№	Нагрузка	Тип	Козф. над-ти	Козф. длит.	РСН7	РСН8	РСН9	РСН10
1	СВ_1.1	Постоянное(П)	1.1	1	0.91	0.91	0.91	0.91
2	Полы и кровля_1.3	Постоянное(П)	1.3	1	0.77	0.77	0.77	0.77
3	Грунт_1.15	Постоянное(П)	1.15	1	0.87	0.87	0.87	0.87
4	Наружные стены_1.3	Постоянное(П)	1.3	1	0.77	0.77	0.77	0.77
5	Перегородки_1.2	Длительное(Д)	1.2	1	0.83	0.83	0.83	0.83
6	Полезная_1.2	Кратковременное(К)	1.2	0.35	0.29	0.29	0.29	0.29
7	Полезная_1.3	Кратковременное(К)	1.3	0.35	0.26	0.26	0.26	0.26
8	Снег_1.4	Кратковременное(К)	1.4	0.5	0.36	0.36	0.36	0.36
9	Оборудование_1.05	Длительное(Д)	1,05	1	0,96	0,96	0,96	0,96
10	Ветер по X_1.4	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0
11	Ветер по У_1.4	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0
12	Массы	Неактивное (Н/а)	0	0	0	0	0	0
13	Ветер по X_1.4	Мгновенное(М)	1.4	0	0,7	0	-0,7	0
14	Ветер по У_1.4	Мгновенное(М)	1.4	0	0	0,7	0	-0,7

## 1.8 Жесткости расчетной схемы

Приняты следующие значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона с учетом длительности действия нагрузок:

- для вертикальных несущих элементов – 0,6;
- для плит перекрытий (покрытий) – 0,3.

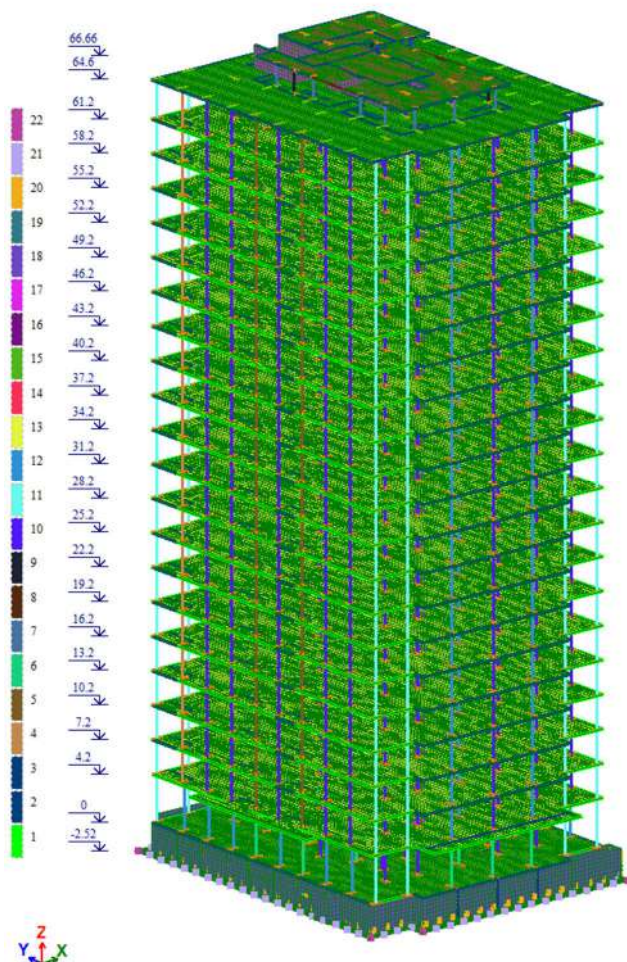


Рисунок 8 - Жесткости расчетной схемы

Цвет	Номер	Имя	Комментарий	E, т/м <sup>2</sup>	RO, т/м <sup>3</sup>
Синий	3	Брус 22 X 115	Пилон	1800000.000	2.500
Синий	4	Брус 22 X 145	Пилон	1800000.000	2.500
Черный	5	Брус 22 X 100	Пилон	1800000.000	2.500
Коричневый	6	Брус 115 X 22	Пилон	1800000.000	2.500
Синий	7	Брус 25 X 115	Пилон	1800000.000	2.500
Коричневый	8	Брус 145 X 22	Пилон	1800000.000	2.500
Синий	9	Брус 22 X 50	Колонны	1800000.000	2.500
Коричневый	10	Брус 30 X 50	Балка	900000.000	2.500
Синий	14	Брус 10 X 10	Фиктивная	1890000.000	2.500
Синий	15	Брус 10 X 10	Фиктивная	1890000.000	2.500
Синий	18	Брус 160 X 22	Пилон	1800000.000	2.500

Цвет	Номер	Имя	Комментарий	E(E1), т/м <sup>2</sup>	RO, т/м <sup>3</sup>	V12(V)	H, см
	1	Пластина Н 22	Стены	1800000.000	2.500	0.200	22
	2	Пластина Н 25	Стены	1800000.000	2.500	0.200	25
	11	Пластина Н 18	Плита	900000.000	2.500	0.200	18
	12	Пластина Н 20	Плита	900000.000	2.500	0.200	20
	13	Пластина Н 18	Плита	900000.000	2.500	0.200	18
	16	Пластина Н 20	Плита_заделка	900000.000	2.500	0.200	20
	17	Пластина Н 18	Плита_заделка	900000.000	2.500	0.200	18
	19	Пластина Н 100	ФП	2750000.000	2.500	0.200	100

Цвет	Номер	Имя	Комментарий	Rx, т/м	Ry, т/м	Rz, т/м
	20	КЭ 56 численное		5000.000	5000.000	990
	21	КЭ 56 численное		5000.000	5000.000	1240
	22	КЭ 56 численное		5000.000	5000.000	1550

## 1.9 Нагрузки расчетной схемы

Нагрузки расчетной схемы представлены на рисунках ниже.

СВ\_1.1

Мозаика  $q$  (плот.) вдоль оси Z(G)

Единицы измерения - т/м<sup>2</sup>

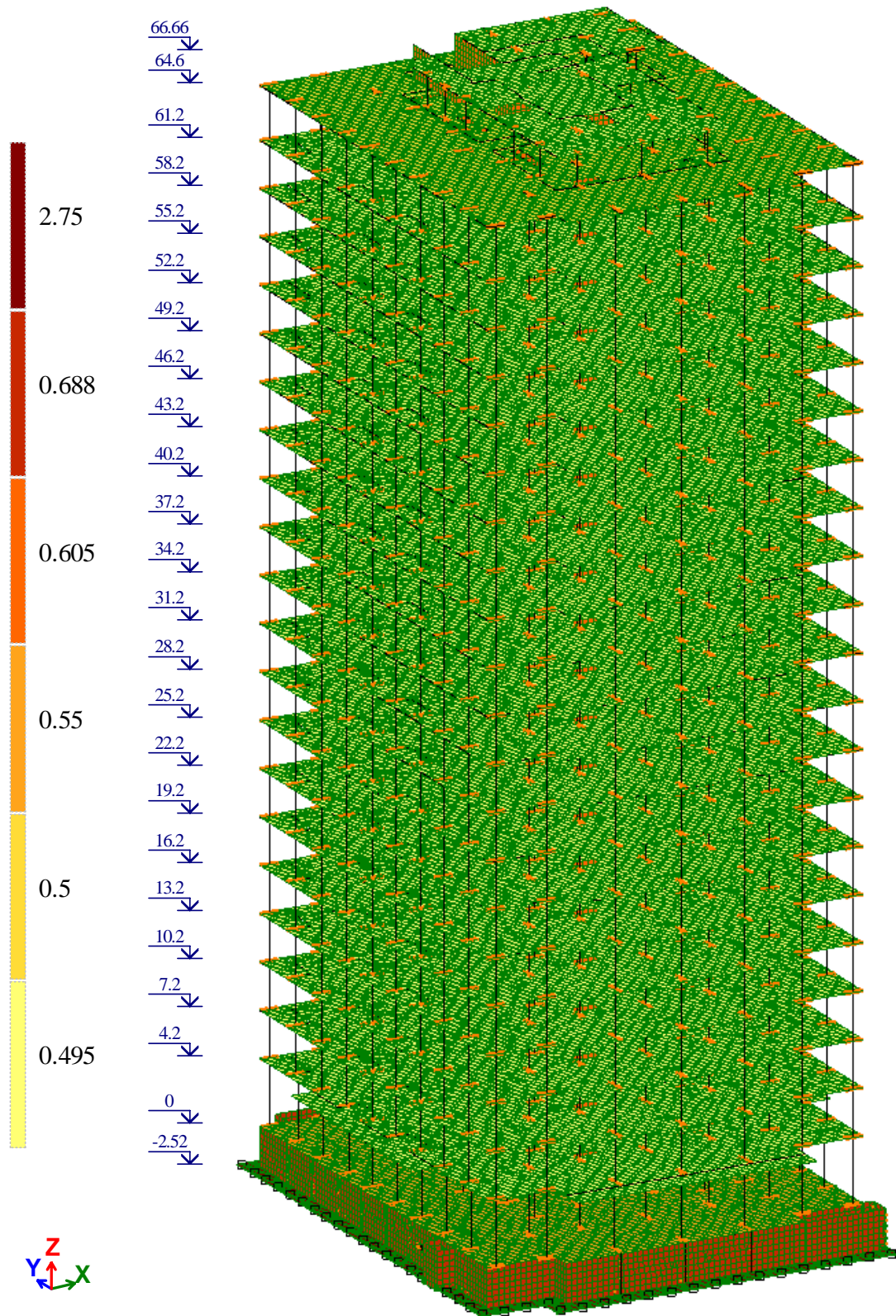


Рисунок 9 - Собственный вес конструкций

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

21

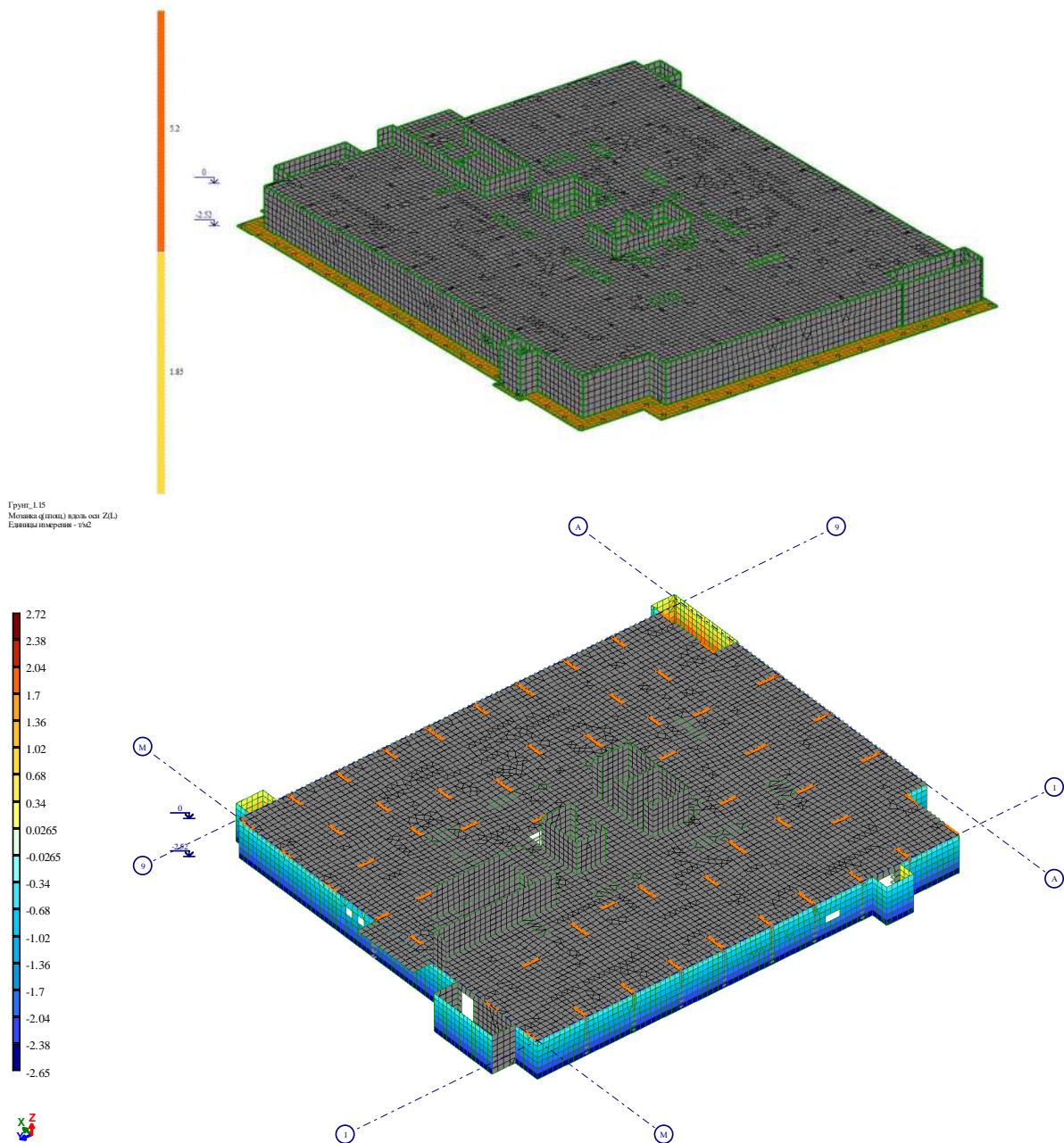


Рисунок 10 - Нагрузка от грунта и складиремых материалов, засыпки

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

22

Полы и кровля\_1.3  
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м2

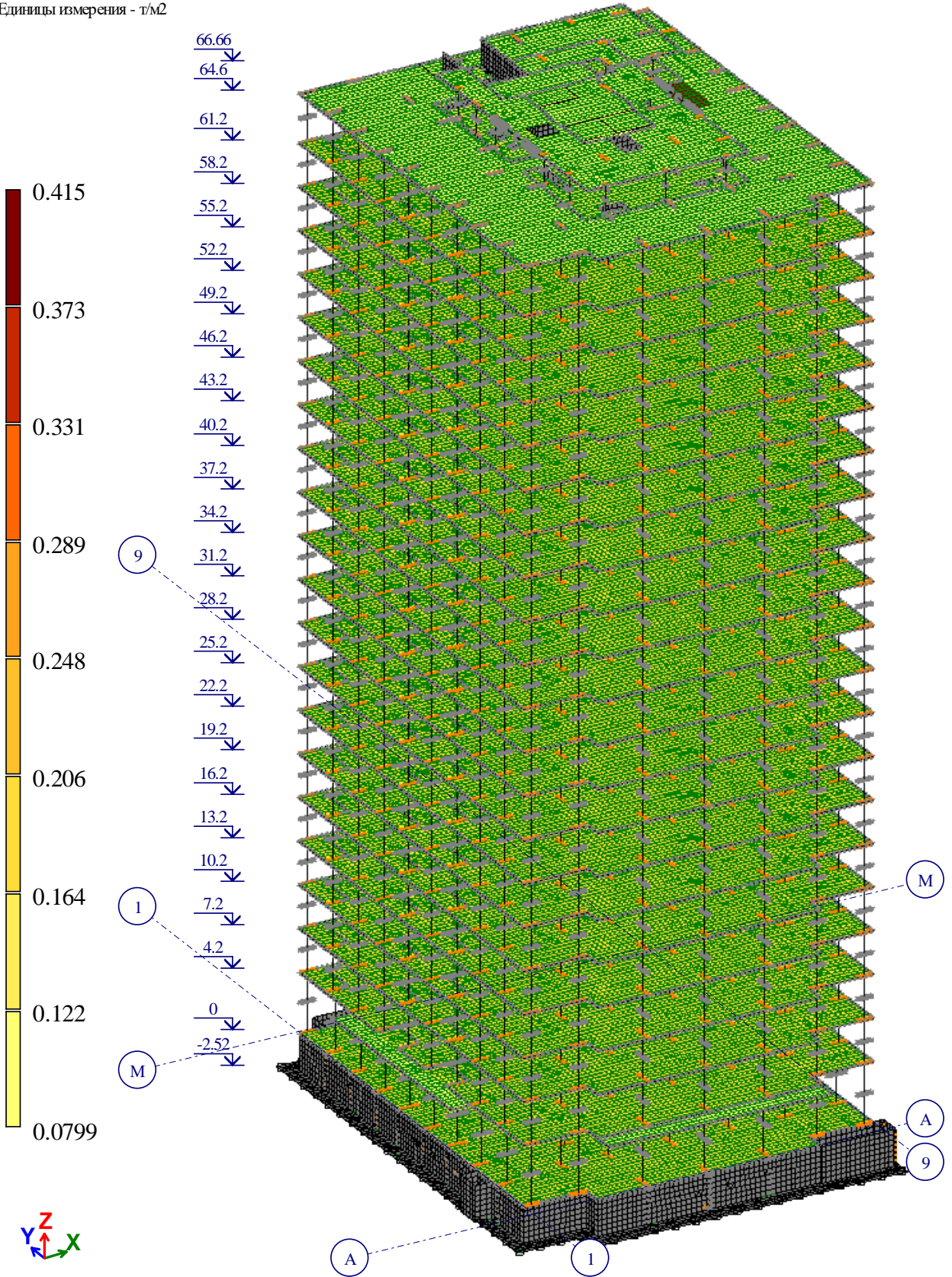


Рисунок 11 - Нагрузка от полов и покрытий.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Перегородки\_1.2  
 Мозаика  $q$  (плот.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м<sup>2</sup>

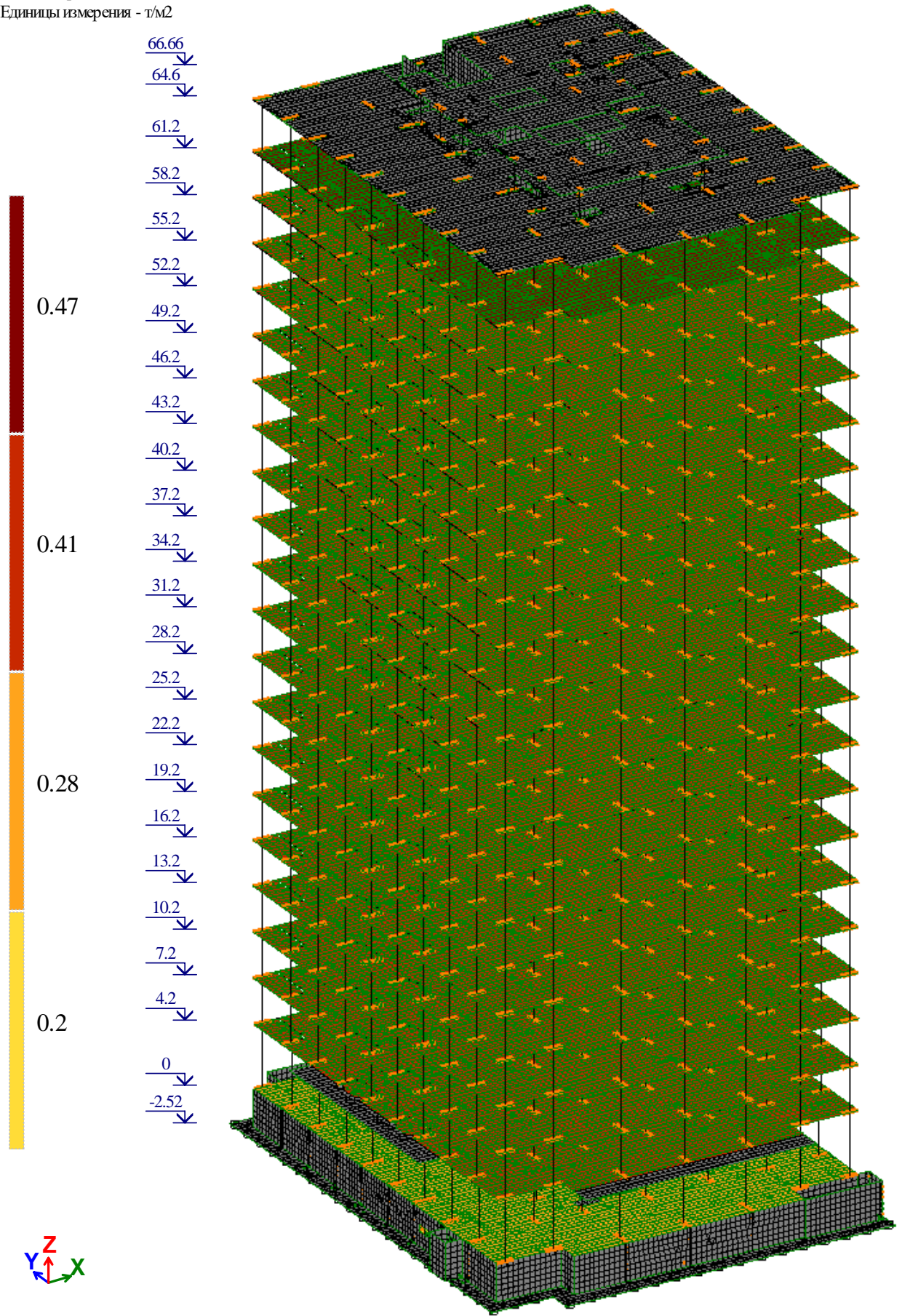


Рисунок 12 - Перегородки.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

24



Наружные стены\_1.3  
 Мозаика q(лин.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м

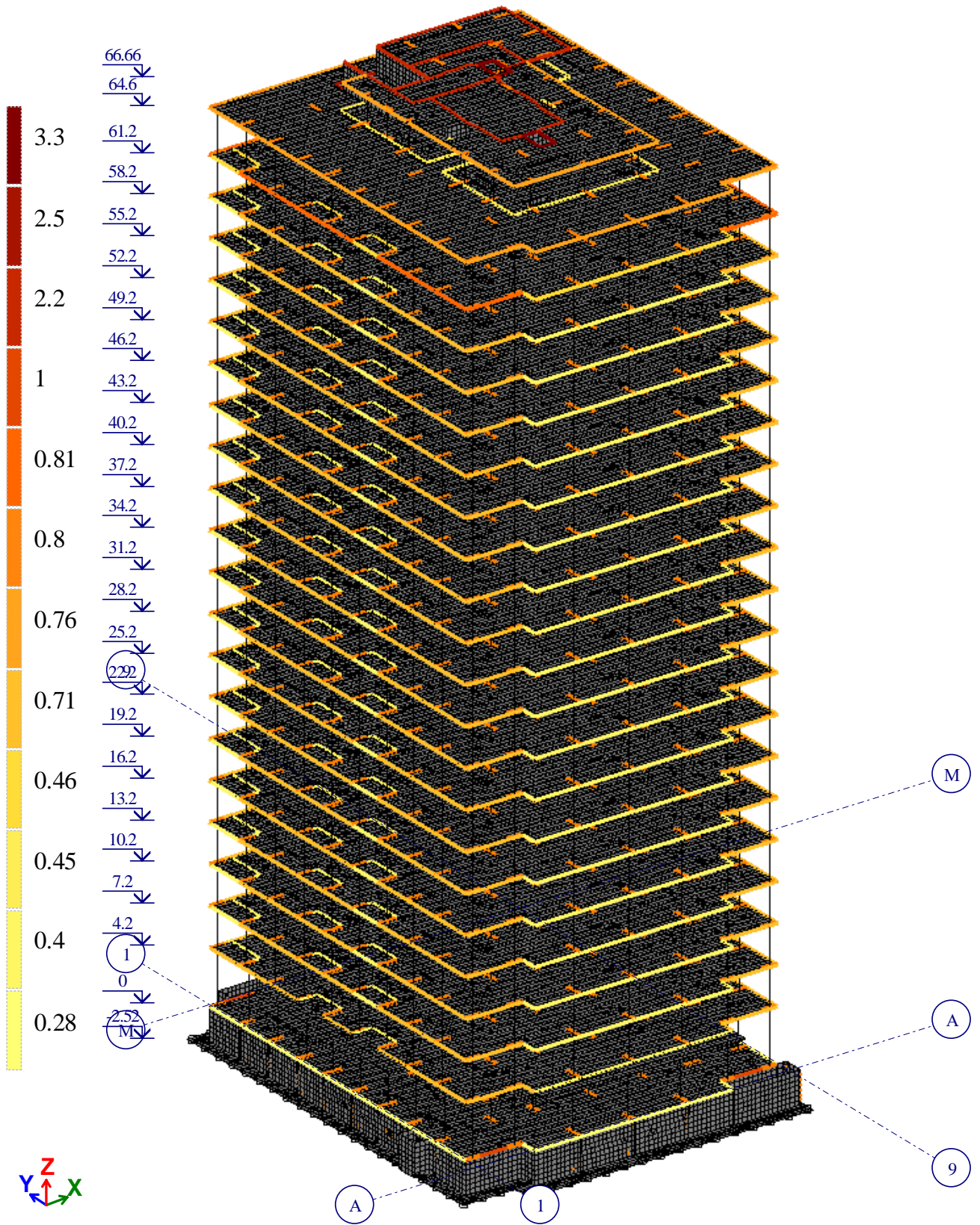
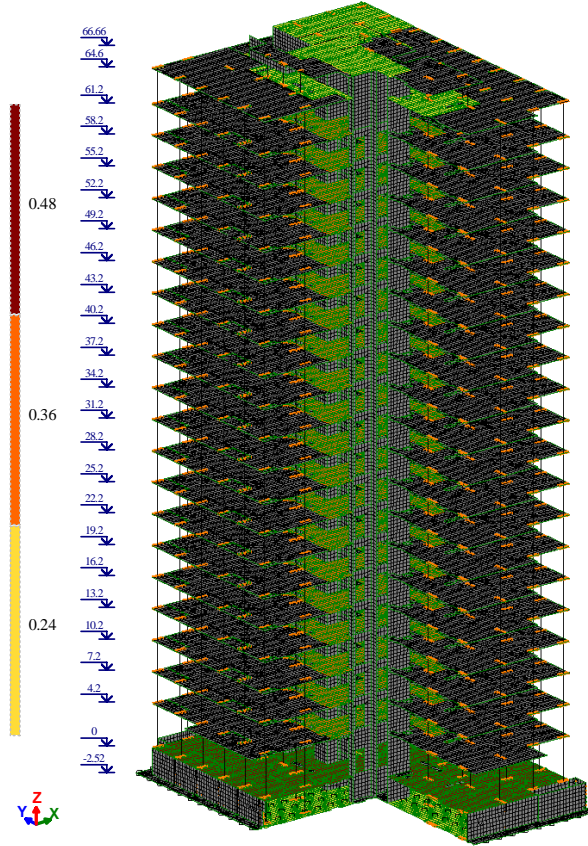


Рисунок 13 - Наружные стены

										Лист
										25
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р					

Полезная\_1,2  
Мозаика q(плоск.) вдоль оси Z(G)  
Единицы измерения - т/м2



Полезная\_1,3  
Мозаика q(плоск.) вдоль оси Z(G)  
Единицы измерения - т/м2

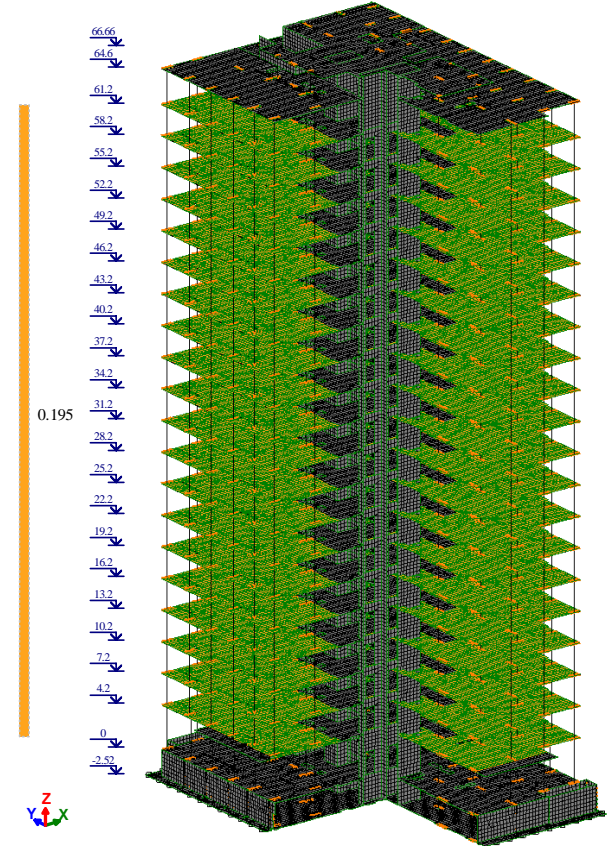


Рисунок 14 - Полезная нагрузка

Снег\_1,4  
Мозаика q(плоск.) вдоль оси Z(G)  
Единицы измерения - т/м2

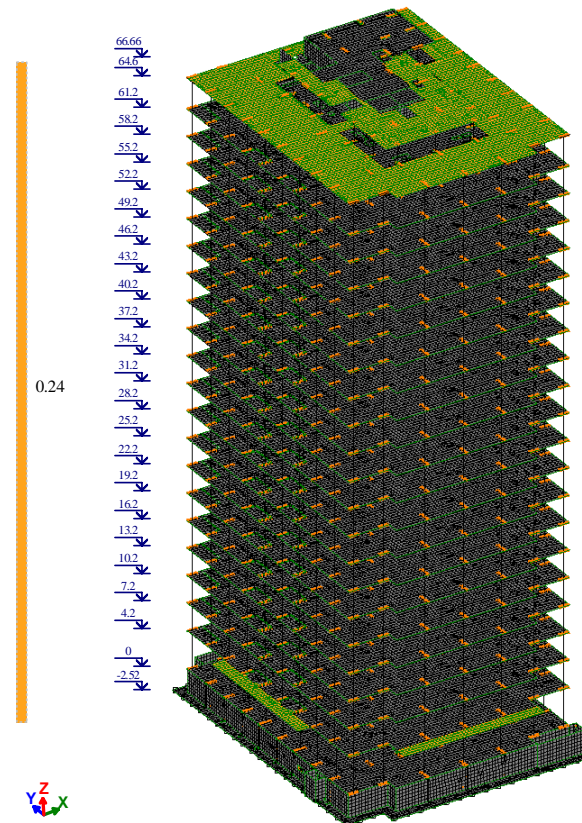


Рисунок 15 - Снеговая нагрузка

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

26

Ветер по X\_14  
 Мозаика q(лин.) вдоль оси X(G)  
 Единицы измерения - т/м

Ветер по Y\_14  
 Мозаика q(лин.) вдоль оси Y(G)  
 Единицы измерения - т/м

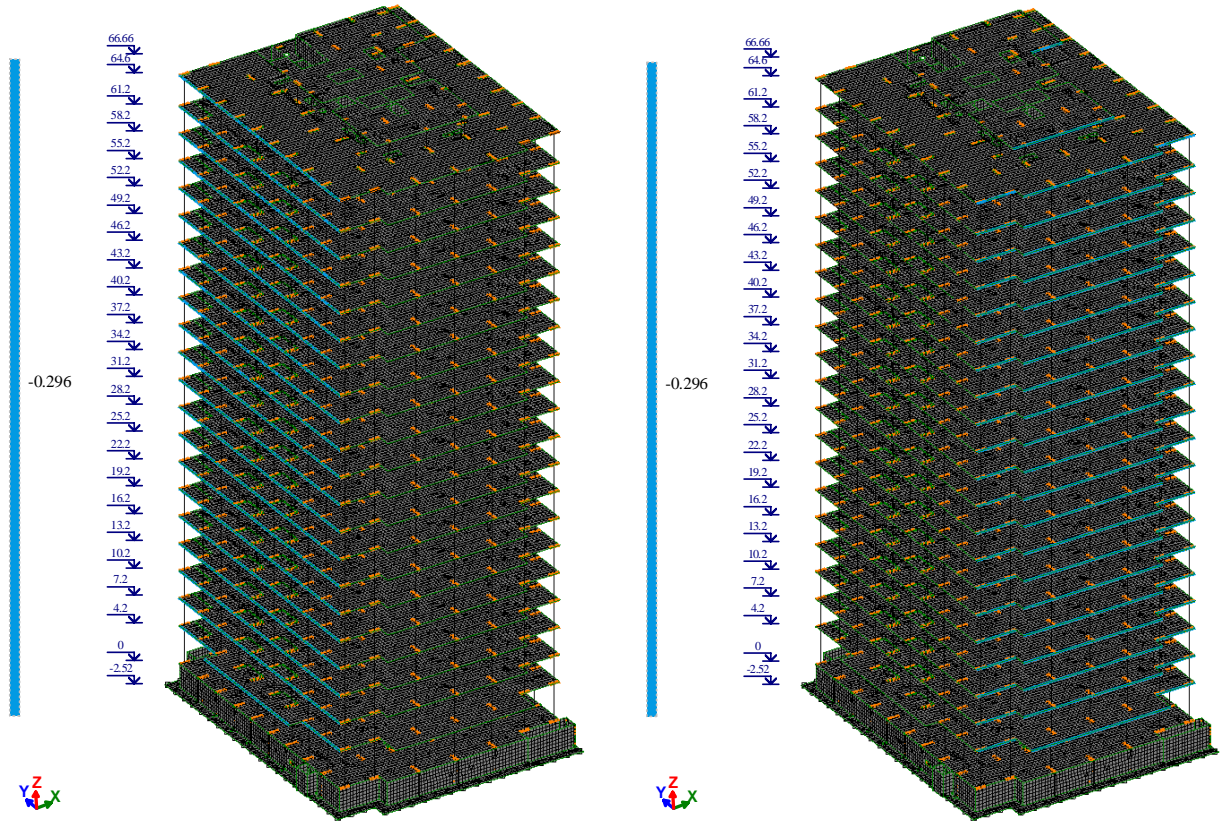


Рисунок 16 - Ветровая нагрузка по X и Y

Обустройство\_1.05  
 Мозаика q(полн.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м<sup>2</sup>

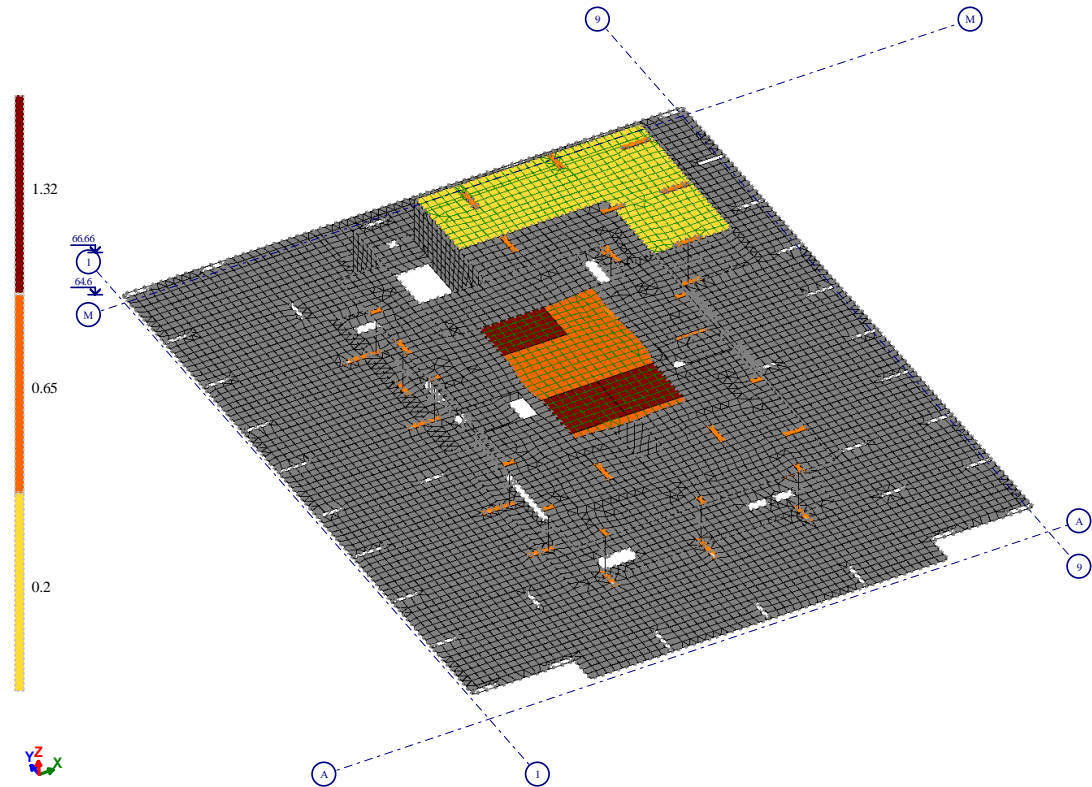


Рисунок 17 - Нагрузка от оборудования(лифтовое и котельная)

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

27

## 1.10 Свайное основание

### 1.10.1 Расчет несущей способности свай по материалу

Приняты сваи С120.35-11 по серии 1.011.1-10, выпуск 1 сечением 350x350мм, бетон В30, длина 12м. Армирование сваи – 4d20AIII.

Для определения несущей способности сваи из бетона В30 с учетом коэф. надежности по перегрузке 1.5 выполним расчет в соответствии с СП24 и СП63, расчет приведен на рисунке 19.

Расчет выполнен по СП 63.13330.2018 с изменениями №1

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) 1

Длина элемента 2 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости  $XoY$  0,5

Коэффициент расчетной длины в плоскости  $XoZ$  0,5

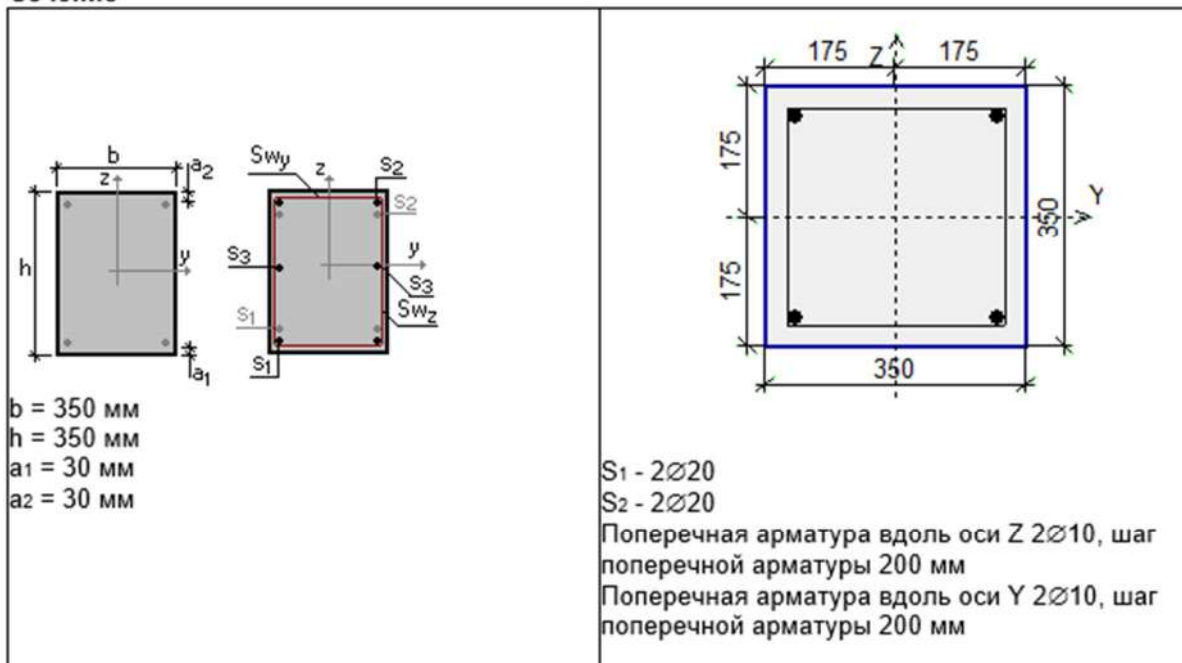
Случайный эксцентриситет по Z 10 мм

Случайный эксцентриситет по Y 10 мм

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200

Сечение



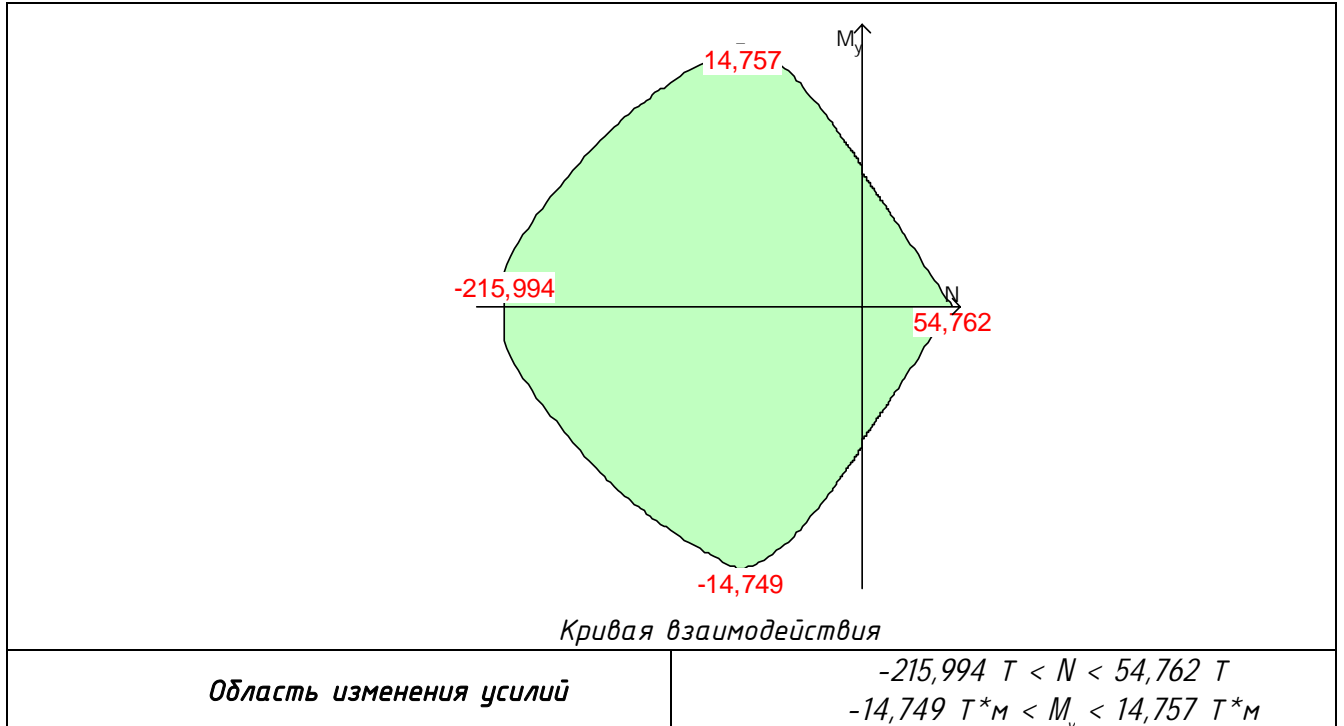
Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A500	1
Поперечная	A240	1

Бетон  
 Вид бетона: Тяжелый  
 Класс бетона: В30

Коэффициенты условий работы бетона		
$\gamma_{b1}$	учет нагрузок длительного действия	1
$\gamma_{b2}$	учет характера разрушения	1
$\gamma_{b3}$	учет вертикального положения при бетонировании	1
$\gamma_{b5}$	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - более 75%

Рисунок 18 - Исходные данные для расчета



По результатам расчета в АРБАТ, несущая способность сваи по материалу с учетом перегрузки превышает 120т.

### 1.10.2 Расчет несущей способности сваи по грунту

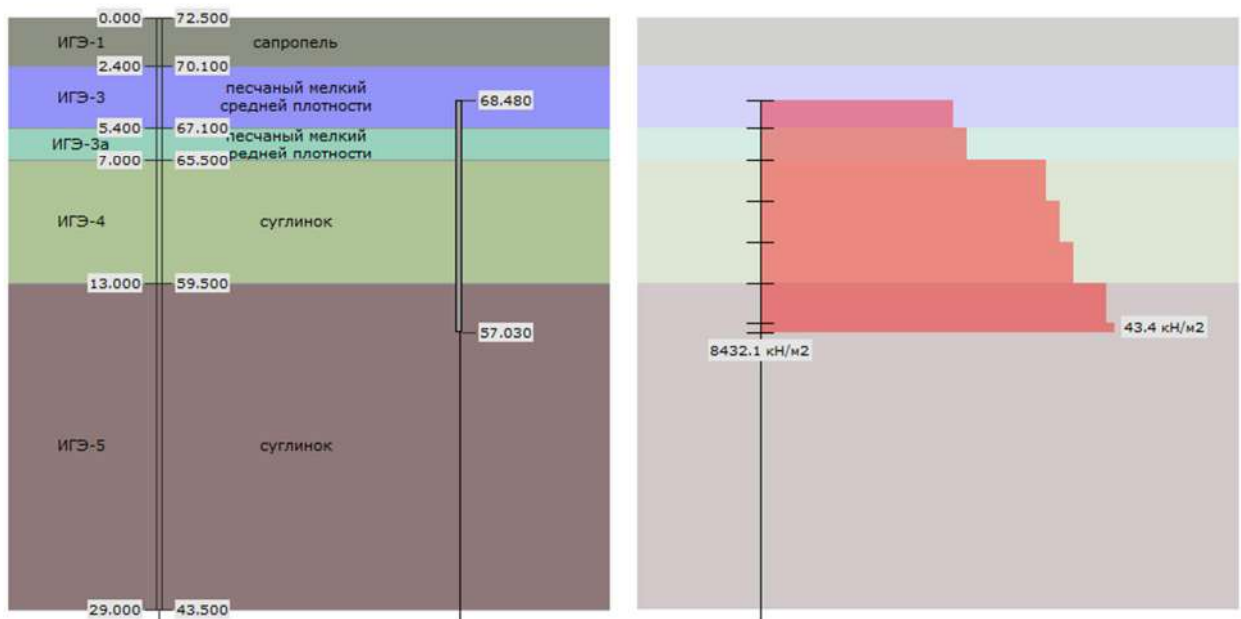
Расчет несущей способности сваи по грунту выполнен по СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты». Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85" и по методическому пособию по проектированию оснований и фундаментов на просадочных грунтах. Характеристики грунта приведены на рисунках ниже.

**НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ**

№ ИГЭ	Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020 и стратиграфический индекс	Статистические характеристики	Природная влажность, д.е.	Плотность грунта, $\rho$ г/см <sup>3</sup>	Плотность сухого грунта, $\rho_{г}$ г/см <sup>3</sup>	Плотность частиц грунта, $\rho_{с}$ г/см <sup>3</sup>	Коэффициент пористости, е д.е.	Степень влажности, $S_r$ д.е.	Граница текучести, $W_L$ д.е.	Граница раскатывания, $W_p$ д.е.	Число пластичности, $I_p$ д.е.	Показатель текучести, $\lambda$ д.е.	Показатель текучести, $\lambda$ д.е. при полном водонасыщении $S_r=1,0$	Модуль деформации, Е МПа		Срез консолидированный с предварительным водонасыщением		
														При естественной влажности	При полном водонасыщении	$\varphi^0$	$C, \text{кПа}$	
2	Суглинок легкий песчанистый, твердый, просадочный <b>fs-a QIII</b>	A	0.13	1.81	1.60	2.72	0.700	0.51	0.26	0.14	0.12	-0.08	0.98	8.2	4.3	22	27	
		$A_{II}$ $\alpha=0,85$		1.79													21	25
		$A_I$ $\alpha=0,95$		1.78													20	23
2a	Суглинок легкий песчанистый, тугопластичный <b>fs-a QIII</b>	A	0.22	1.98	1.62	2.72	0.679	0.88	0.27	0.17	0.10	0.50	0.80	-	4.4	22	24	
		$A_{II}$ $\alpha=0,85$		1.97													21	20
		$A_I$ $\alpha=0,95$		1.96													20	18
3/3a	Песок мелкий, средней плотности сложения, маловлажный/водонасыщенный <b>fs-a QIII</b>	A	0,04/ 0,24	1,67/ 1,98	1.61	2.66	0.650	0,16/ 1,00	-	-	-	-	-	-	25.0	32	0	
		$A_{II}$ $\alpha=0,85$		1,65/ 1,96													32	0
		$A_I$ $\alpha=0,95$		1,64/ 1,95													31	0
3	Суглинок легкий, песчанистый, полутвердый (песчано-алевритовая порода) <b>P<sub>2</sub>мч</b>	A	0.22	1.87	1.53	2.72	0.778	0.77	0.29	0.20	0.09	0.22	0.95	-	11.8	28	25	
		$A_{II}$ $\alpha=0,85$		1.86													27	21
		$A_I$ $\alpha=0,95$		1.84													26	18
4	Суглинок тяжелый, песчанистый, полутвердый (песчано-алевритовая порода) <b>P<sub>2</sub>сг</b>	A	0.24	1.86	1.50	2.72	0.813	0.80	0.36	0.23	0.13	0.08	0.53	-	12.4	29	34	
		$A_{II}$ $\alpha=0,85$		1.85													28	30
		$A_I$ $\alpha=0,95$		1.84													27	27

*Рисунок 19 - Характеристики грунтов*

Результаты расчёта  
Несущая способность  $F_d = 1590.690$  кН  
Расчётная нагрузка  $N = 1136.207$  кН



*Рисунок 20 - Результат расчета для скв. 11*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

30

Результаты расчёта  
 Несущая способность  $F_d = 1595.030$  кН  
 Расчётная нагрузка  $N = 1139.307$  кН

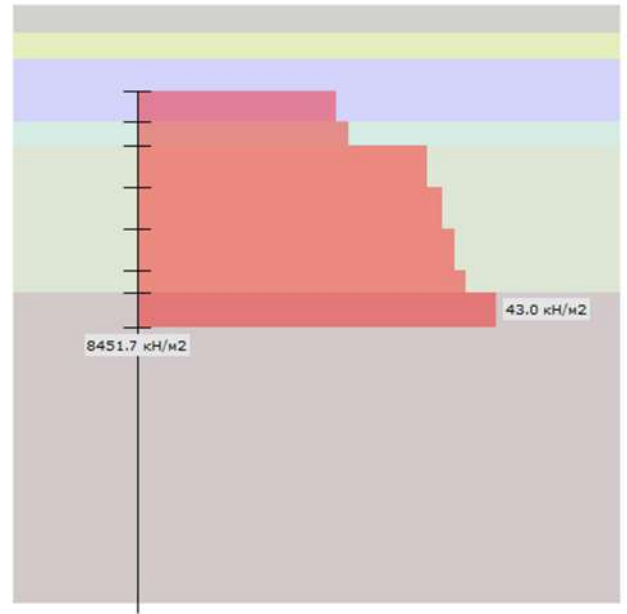
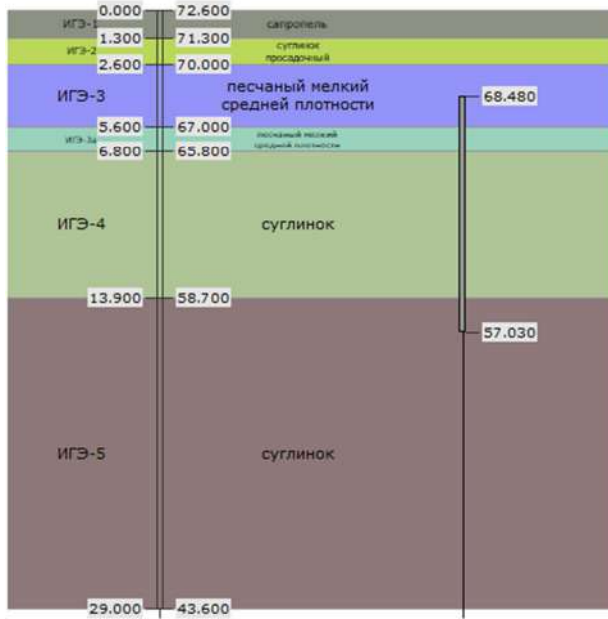


Рисунок 21 - Результат расчета для скв. 12

Результаты расчёта  
 Несущая способность  $F_d = 1529.034$  кН  
 Расчётная нагрузка  $N = 1092.167$  кН

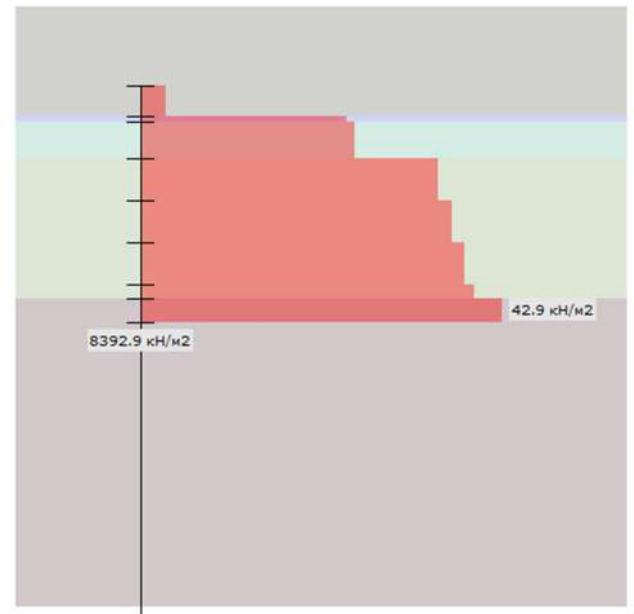
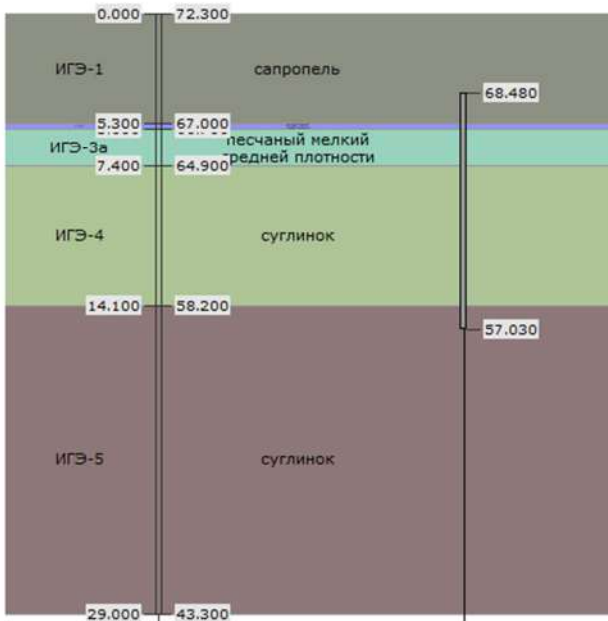


Рисунок 22 - Результат расчета для скв. 13

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

Результаты расчёта  
 Несущая способность  $F_d = 1591.370$  кН  
 Расчётная нагрузка  $N = 1136.693$  кН

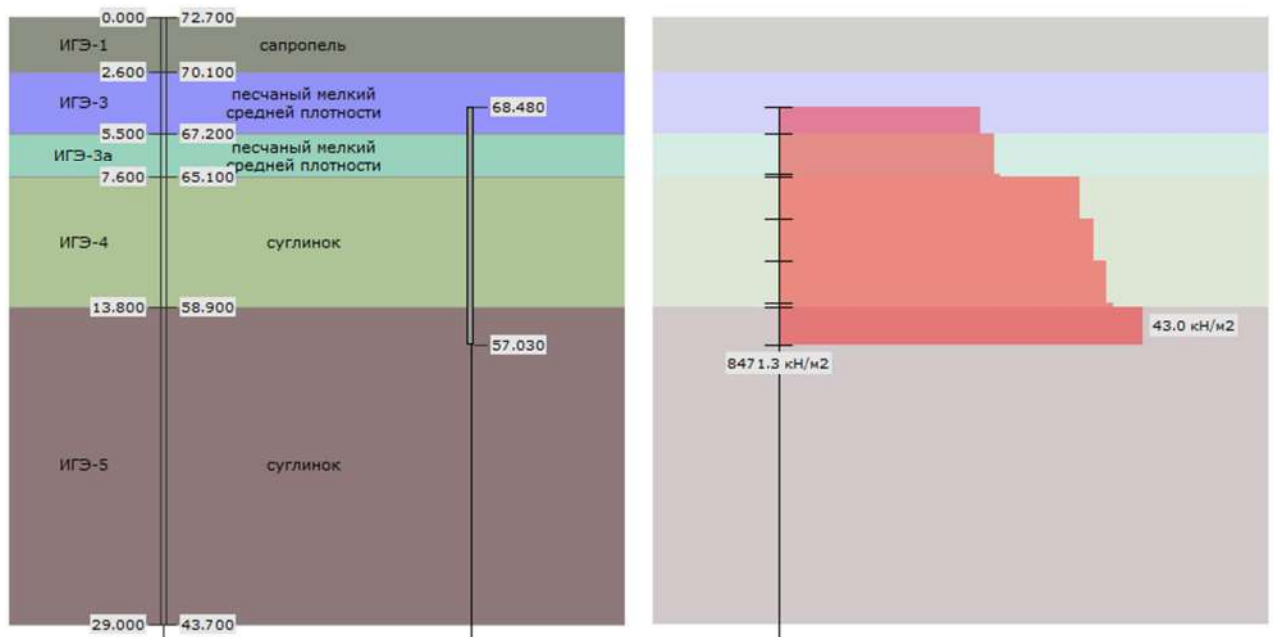


Рисунок 23 - Результат расчета для скв. 14

Расчёт выполняется в соответствии СП 24.13330.2011 "СНиП 2.02.03-85 "Свайные фундаменты. Актуализированная редакция", с учётом Изменения №1.

Расчёт сваи производится на сжимающую нагрузку в соответствии с требованиями раздела 7 "Проектирование свайных фундаментов", подраздела 7.1 "Основные указания по расчёту" - пункт 7.1.11 и подраздела 7.2 "Расчётные методы определения несущей способности свай" - пункт 7.2.2.

#### Геологические условия

Свая рассчитывается по геологической колонке K1\_скв.13, представленной геологическими элементами, приведенными в таблице Р.1

Таблица Р.1

Геологический элемент	Свойства геологического элемента
ИГЭ-1	<b>сапропель</b> расчётное значение удельного веса $\gamma_1 = 18.000$ кН/м <sup>3</sup> расчётное значение угла внутреннего трения $\phi_1 = 10.000$ град.
ИГЭ-3	<b>песчаный мелкий, средней плотности</b> расчётное значение удельного веса $\gamma_1 = 16.500$ кН/м <sup>3</sup> расчётное значение угла внутреннего трения $\phi_1 = 32.000$ град. коэффициент пористости $e = 0.650$ д.е. степень влажности $S_r = 0.160$ д.е. коэффициент пропорциональности $K = 16000.0$ кН/м <sup>4</sup>
ИГЭ-3а	<b>песчаный мелкий, средней плотности</b> расчётное значение удельного веса $\gamma_1 = 19.600$ кН/м <sup>3</sup> расчётное значение угла внутреннего трения $\phi_1 = 32.000$ град. коэффициент пористости $e = 0.650$ д.е. степень влажности $S_r = 1.000$ д.е.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

32



		коэффициент пропорциональности $K = 16000.0$ кН/м <sup>4</sup>
ИГЭ-4	град.	<p><b>суглинок</b>  расчётное значение удельного веса <math>\gamma_1 = 18.600</math> кН/м<sup>3</sup>  расчётное значение удельного сцепления <math>c_1 = 21.000</math> кПа  расчётное значение угла внутреннего трения <math>\phi_1 = 27.000</math></p> <p>показатель консистенции <math>I_1 = 0.220</math> д.е.  коэффициент пористости <math>e = 0.778</math> д.е.  степень влажности <math>S_r = 0.770</math> д.е.  коэффициент пропорциональности <math>K = 15360.0</math> кН/м<sup>4</sup></p>
ИГЭ-5	град.	<p><b>суглинок</b>  расчётное значение удельного веса <math>\gamma_1 = 18.500</math> кН/м<sup>3</sup>  расчётное значение удельного сцепления <math>c_1 = 30.000</math> кПа  расчётное значение угла внутреннего трения <math>\phi_1 = 28.000</math></p> <p>показатель консистенции <math>I_1 = 0.080</math> д.е.  коэффициент пористости <math>e = 0.813</math> д.е.  степень влажности <math>S_r = 0.800</math> д.е.  коэффициент пропорциональности <math>K = 17040.0</math> кН/м<sup>4</sup></p>

Отметка природного рельефа по геологической колонке 72.300 м.  
Геологическая колонка приведена в таблице Р.2.

Таблица Р.2

Геологический элемент	Отметка кровли, м	Отметка подошвы, м	Толщина, м	Глубина подошвы, м
ИГЭ-1	72.300	67.000	5.300	5.300
ИГЭ-3	67.000	66.700	0.300	5.600
ИГЭ-3а	66.700	64.900	1.800	7.400
ИГЭ-4	64.900	58.200	6.700	14.100
ИГЭ-5	58.200	43.300	14.900	29.000

**Параметры и условия работы сваи**

Тип сваи - забивная свая трения, погружаемая без выемки грунта (забивная, вдавливаемая, железобетонная свая-оболочка).

Отметка верха сваи 68.530 м.

Отметка низа сваи 57.1800 м.

Длина сваи 11.450 м.

Поперечное сечение ствола сваи прямоугольное 0.350 м х 0.350 м.

Наружный периметр поперечного сечения ствола сваи  $u = 1.400$  м.

Площадь поперечного сечения ствола сваи  $A = 0.12250$  м.

Уровень ответственности сооружения, в состав свайного фундамента которого входит свая, в соответствии ГОСТ 27751 - нормальный (класс КС2).

Таблица Р.3

Геологический элемент	Верхняя отметка наложения, м	Нижняя отметка наложения, м	Толщина наложения, м	Способ выполнения сваи	Коэффициент условий работы грунта $\gamma_{Rf}$
ИГЭ-1	68.480	67.000	1.480	табл.7.4,п.2,б)	0.600

ИГЭ-3	67.000	66.700	0.300	табл.7.4,п.2,б)	0.600
ИГЭ-3а	66.700	64.900	1.800	табл.7.4,п.2,б)	0.600
ИГЭ-4	64.900	58.200	6.700	табл.7.4,п.2,б)	0.600
ИГЭ-5	58.200	57.180	1.170	табл.7.4,п.2,б)	0.600

Свая нижним концом опирается на геологический элемент ИГЭ-5.

Выполнение нижнего конца сваи в опорном слое производится в соответствии с табл.7.4,п.1.

табл.7.4,п.2,б) - погружение сваи забивкой или вдавливанием в предварительно пробуренную лидерную скважину при диаметре скважины на 0,05 м менее стороны квадратной сваи.

табл.7.4,п.1 - погружение сплошной или полой сваи с закрытым нижним концом молотами всех видов.

### Расчёт сваи

#### Определение работы грунтов на боковой поверхности сваи

Грунты основания по длине сваи разбиваются на однородные слои толщиной не более 2.000 м.

Свая работает на сжимающую нагрузку в пределах глубины 11.450 м, с отметки 68.480 м до отметки 57.030 м.

Работа грунтов на боковой поверхности сваи описывается выражением (формула 7.8):

$$u \sum \gamma_{R,fi} f_i h_i \text{ где:}$$

$u$  - наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

$\gamma_{R,fi}$  - коэффициент условий работы  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи;

$f_i$  - расчётное сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи, кН/м<sup>2</sup>;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Работа грунтов на боковой поверхности сваи приведена в таблице Р.4.

Таблица Р.4

Геологический элемент	$h_i$ , м	$Z_i$ , м	$f_i$ , кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_{R,fi}$	$u \sum \gamma_{R,fi} f_i h_i$ , кН
ИГЭ-1	1.480	4.560	5.000	0.600	6.216
ИГЭ-3	0.300	5.450	40.900	0.600	10.307
ИГЭ-3а	1.800	6.500	42.500	0.600	64.260
ИГЭ-4	2.000	8.400	58.960	0.600	99.053
ИГЭ-4	2.000	10.400	61.728	0.600	103.703
ИГЭ-4	2.000	12.400	64.368	0.600	108.138
ИГЭ-4	0.700	13.750	66.150	0.600	38.896
ИГЭ-5	1.170	14.685	71.559	0.600	70.328
$u \sum \gamma_{R,fi} f_i h_i$ , кН					500.901

Глубина заложения  $i$ -го слоя грунта  $Z_i$  отсчитывается от отметки 72.300 м.

Значение расчётного сопротивления  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи  $f_i$  принимается по таблице 7.3.

#### Определение работы грунта под нижним концом сваи

Работа грунта под нижним концом сваи описывается выражением (формула 7.8):

$$AR \gamma_{R,R'} \text{ где:}$$

$A$  - площадь опирания сваи на грунт, м<sup>2</sup>;

$R$  - расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_{R,R'}$  - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи.

Расчётное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи трения, погружаемой без выемки грунта (забивная, вдавливаемая, железобетонная свая-оболочка) определяется по таблице 7.2.

Расчётная глубина заложения нижнего конца сваи 15.270 м.

Площадь опирания нижнего конца сваи на грунт составляет  $A = 0.12250 \text{ м}^2$

Расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи  $R = 8392.921 \text{ кН/м}^2$ .

Коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи  $\gamma_{R,R} = 1.000$ .

Выражение  $AR\gamma_{R,R} = 1028.133 \text{ кН}$ .

#### Определение несущей способности сваи

Несущая способность сваи по сжимающей нагрузке определяется по формуле 7.8:

$$F_d = \gamma_c (AR\gamma_{R,R} + u \sum \gamma_{R,R} f_i h_i), \text{ где:}$$

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи 1.000.

Несущая способность сваи по сжимающей нагрузке  $F_d = 1529.034 \text{ кН}$ .

#### Определение расчётной нагрузки допускаемой на сваю

Расчётная нагрузка, допускаемая на сваю, определяется в соответствии с пунктом 7.1.11 по формуле 7.2:

$$N = F_d / \gamma_n \gamma_{c,g}, \text{ где:}$$

$F_d$  - несущая способность сваи, кН;

$\gamma_n$  - коэффициент надёжности по ответственности сооружения, принимаемый по ГОСТ 27751, но не менее 1;

$\gamma_{c,g}$  - коэффициент надёжности по грунту.

Несущая способность сваи по сжимающей нагрузке  $F_d = 1529.034 \text{ кН}$ .

Коэффициент надёжности по ответственности сооружения  $\gamma_n = 1.000$ .

Коэффициент надёжности по грунту  $\gamma_{c,g} = 1.40$ .

Расчётная вертикальная сжимающая нагрузка, допускаемая на сваю по грунту основания, без учёта собственного веса сваи  $N = 1092.167 \text{ кН}$ .

### 1.10.3 Расчет осадки и жесткости свай

**Допущения и предпосылки.** Расчет выполняется согласно п.п. 7.4.4–7.4.5 СП 24.13330.2011. Значения нагрузок считаются заданными. Жесткость ростверка не учитывается.

**Исходные данные.**  $\nu_1 = 0.31$ ,  $\nu_2 = 0.32$ ,  $E_{01} = 22.00 \text{ МПа}$ ,  $E_{02} = 12.40 \text{ МПа}$ ,  $E = 30000.0 \text{ МПа}$ ,  $A = 0.122 \text{ м}^2$ ,  $l = 12.0 \text{ м}$ .

**Расчет.** Определение модулей сдвига.

$$G_1 = \frac{E_{01}}{2(1 + \nu_1)} = \frac{22.00}{2(1 + 0.31)} = 8.40 \text{ МПа}, \quad G_2 = \frac{E_{02}}{2(1 + \nu_2)} = \frac{12.40}{2(1 + 0.32)} = 4.70 \text{ МПа}$$

Результаты расчета приведены в табличном виде. Отдельные значения из таблицы определены по формулам:

$$\text{при } i = j \quad s_{ij} = \beta \frac{N_j}{G_1 l}, \quad \text{при } i \neq j \quad s_{ij} = \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l},$$

в которых коэффициент  $\beta$  определяется по формуле (7.33), а коэффициенты  $\delta_{ij}$  по формуле (7.39).

Осадка  $i$ -ой сваи с учетом взаимного влияния свай куста определяется как сумма собственной осадки и дополнительных осадок от влияния прочих свай по формуле

$$s_i = \sum_{j=1}^n s_{ij} \quad (\text{где } n \text{ — количество свай в кусте}).$$

										Лист
										35
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р					

$i$	$s_{i1}$	$s_{i2}$	$s_{i3}$	$s_{i4}$	$s_{i5}$	$s_{i6}$	$s_{i7}$	$s_{i8}$	$s_{i9}$	$\sum_j^n s_{ij}$
1	6.68	3.26	2.39	3.26	2.83	2.25	2.39	2.25	1.95	27.25
2	3.26	6.68	3.26	2.83	3.26	2.83	2.25	2.39	2.25	29.00
3	2.39	3.26	6.68	2.25	2.83	3.26	1.95	2.25	2.39	27.25
4	3.26	2.83	2.25	6.68	3.26	2.39	3.26	2.83	2.25	29.00
5	2.83	3.26	2.83	3.26	6.68	3.26	2.83	3.26	2.83	31.04
6	2.25	2.83	3.26	2.39	3.26	6.68	2.25	2.83	3.26	29.00
7	2.39	2.25	1.95	3.26	2.83	2.25	6.68	3.26	2.39	27.25
8	2.25	2.39	2.25	2.83	3.26	2.83	3.26	6.68	3.26	29.00
9	1.95	2.25	2.39	2.25	2.83	3.26	2.39	3.26	6.68	27.25

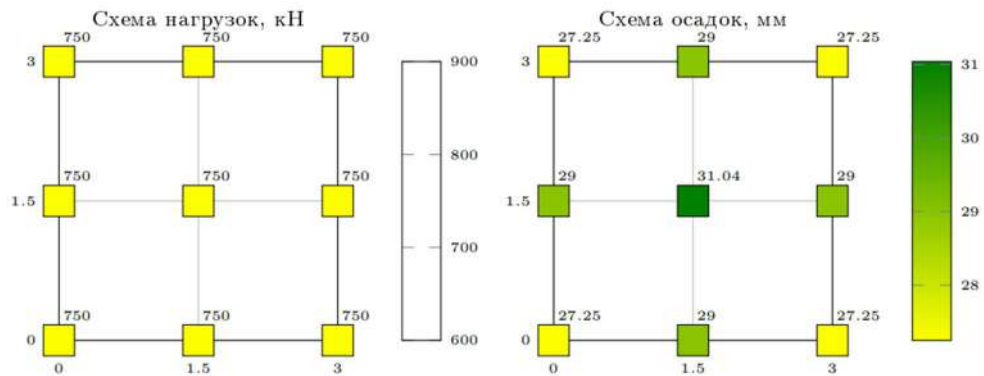


Рисунок 24 - Расчет осадки свай

Принятые жесткости исходя из осадки условного фундамента:

Жесткость боковой сваи: 545т/м

Жесткость средней сваи:  $75/0.149\text{м}=505\text{т/м}$

Жесткость угловой сваи:  $505=580\text{т/м}$

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

36

## 1.11 Протокол выполнения расчета

Размер доступной физической памяти = 8261201408

16:59 Контроль исходных данных основной схемы

Количество узлов = 171166 (из них количество неудаленных = 171166)

Количество элементов = 191850 (из них количество неудаленных = 191850)

ОСНОВНАЯ СХЕМА

16:59 Оптимизация порядка неизвестных

Количество неизвестных = 810333

РАСЧЕТ НА СТАТИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

17:00 Формирование матрицы жесткости

17:00 Формирование векторов нагрузок

17:01 Разложение матрицы жесткости

17:02 Вычисление неизвестных

17:02 Контроль решения

РАСЧЕТ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

17:02 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №12

17:02 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №13

Вычисление собственных колебаний для динамических загрузок №№12 13

Суммарные массы:  $mX=2482.59$   $mY=2482.59$   $mZ=2482.59$   $mUX=31.1915$   $mUY=47.7875$

$mUZ=59.3323$   $mW=0$

17:02 Контроль пригодности схемы для вычисления собственных колебаний при таком приложении масс. Контроль осуществляется путем приложения масс как статических нагрузок

17:02 Вычисление собственных колебаний

Необходимая для итераций часть матрицы поместилась в оперативную память

17:02 Итерация №1

17:02 Итерация №2

Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:03 Итерация №3

Найдено форм 8 (из них 8 в заданном диапазоне)

Направляющие косинусы поступательного движения из условия максимума динамической реакции для динамических загрузок №№12 13 :

Форма 1:  $\text{Cos}X=0.8276$   $\text{Cos}Y=0.5613$   $\text{Cos}Z=-0.0003$

Форма 2:  $\text{Cos}X=0.7887$   $\text{Cos}Y=-0.6148$   $\text{Cos}Z=-0.0001$

Форма 3:  $\text{Cos}X=0.1101$   $\text{Cos}Y=-0.9939$   $\text{Cos}Z=0.0000$

Форма 4:  $\text{Cos}X=-0.0763$   $\text{Cos}Y=0.9970$   $\text{Cos}Z=0.0091$

Форма 5:  $\text{Cos}X=-0.9915$   $\text{Cos}Y=-0.1297$   $\text{Cos}Z=0.0092$

Форма 6:  $\text{Cos}X=-0.1464$   $\text{Cos}Y=0.9888$   $\text{Cos}Z=0.0284$

Форма 7:  $\text{Cos}X=0.1754$   $\text{Cos}Y=-0.9839$   $\text{Cos}Z=-0.0351$

Форма 8:  $\text{Cos}X=-0.0020$   $\text{Cos}Y=-0.0025$   $\text{Cos}Z=1.0000$

17:03 Формирование векторов динамических нагрузок

Загрузка 12. Пульсация. Предельная частота = 1.20212 Гц

Загрузка 13. Пульсация. Предельная частота = 1.20212 Гц

17:03 Вычисление неизвестных

РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

17:04 Расчет на устойчивость для загрузок №№1 2 3 4 5 6 7 8 9

Необходимая для итераций часть матрицы поместилась в оперативную память

17:04 Итерация №1

17:04 Итерация №2

Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:04 Итерация №3  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:04 Итерация №4  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:04 Итерация №5  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:04 Итерация №6  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:04 Итерация №7  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №8  
Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №9  
Найдено форм 1 (из них 1 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №10  
Найдено форм 1 (из них 1 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №11  
Найдено форм 1 (из них 1 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №12  
Найдено форм 2 (из них 2 в заданном диапазоне)

17:05 Итерация №13  
Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне)

17:05 Расчет свободных длин и чувствительности  
Формирование результатов

17:05 Формирование топологии

17:05 Формирование перемещений

17:05 Вычисление и формирование усилий в элементах

17:06 Вычисление и формирование реакций в элементах

17:08 Вычисление и формирование эпюр усилий в стержнях

17:08 Вычисление и формирование эпюр прогибов в стержнях

17:08 Формирование форм колебаний

17:08 Формирование форм потери устойчивости

Суммарные узловые нагрузки на основную схему:

Загрузка 1  $PX=-4.92592e-017$   $PY=-1.92569e-017$   $PZ=15035.2$   $PUX=1.41715$   $PUY=0.0136557$   
 $PUZ=-1.76546e-006$   $PW=0$

Загрузка 2  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=3036.6$   $PUX=-0.0152684$   $PUY=-0.000174048$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 3  $PX=1.32021$   $PY=-1.14919$   $PZ=716.697$   $PUX=0.00362137$   $PUY=0.0111384$   
 $PUZ=0.00812171$   $PW=0$

Загрузка 4  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=2084.01$   $PUX=4.807e-015$   $PUY=4.98813e-015$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 5  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=5975.39$   $PUX=-0.0336674$   $PUY=0.00277816$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 6  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=1591.85$   $PUX=0.00233845$   $PUY=-0.0178651$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 7  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=2273.09$   $PUX=-0.0221688$   $PUY=0.0123999$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 8  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=183.535$   $PUX=0.00463532$   $PUY=-0.00237326$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 9  $PX=0$   $PY=0$   $PZ=48.2343$   $PUX=-0.00114888$   $PUY=-0.000340996$   $PUZ=0$   $PW=0$

Загрузка 10  $PX=-178.422$   $PY=-5.54858$   $PZ=0$   $PUX=0$   $PUY=0$   $PUZ=-4.57816e-015$   $PW=0$

Загрузка 11  $PX=0$   $PY=-158.66$   $PZ=0$   $PUX=0$   $PUY=0$   $PUZ=-2.23844e-015$   $PW=0$

Загрузка 14  $PX=0.874409$   $PY=-0.774097$   $PZ=24355.6$   $PUX=1.24792$   $PUY=0.016378$   
 $PUZ=0.00529804$   $PW=0$

Загрузка 12 - 1  $PX=-71.4267$   $PY=-48.4474$   $PZ=0.0277566$   $PUX=-0.0207118$   
 $PUY=0.0147748$   $PUZ=-0.265313$   $PW=0$

						20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата			38

Загрузка 12 - 2 PX=-49.7329 PY=38.7668 PZ=0.00681203 PUX=0.0181204  
PUY=0.00836115 PUZ=0.273199 PW=0  
Загрузка 12 - 3 PX=-0.159482 PY=1.4391 PZ=-7.09227e-005 PUX=0.000563484  
PUY=6.95889e-005 PUZ=-0.0102711 PW=0  
Загрузка 12 - 4 PX=-0.00945236 PY=0.123564 PZ=0.00113127 PUX=-0.000107825  
PUY=3.0719e-005 PUZ=0.00152372 PW=0  
Загрузка 12 - 5 PX=-26.8118 PY=-3.50627 PZ=0.247451 PUX=0.00192558 PUY=-  
0.00420062 PUZ=0.0176474 PW=0  
Загрузка 12 - 6 PX=-1.09706 PY=7.40862 PZ=0.212635 PUX=-0.00612682 PUY=-  
0.000426654 PUZ=-0.0064146 PW=0  
Загрузка 12 - 7 PX=-178.422 PY=-5.54858 PZ=0 PUX=0 PUY=0 PUZ=0.177322 PW=0  
Загрузка 13 - 1 PX=-43.8986 PY=-29.7756 PZ=0.0170591 PUX=-0.0127294  
PUY=0.00908055 PUZ=-0.16306 PW=0  
Загрузка 13 - 2 PX=37.498 PY=-29.2297 PZ=-0.00513619 PUX=-0.0136625 PUY=-  
0.00630421 PUZ=-0.205989 PW=0  
Загрузка 13 - 3 PX=5.98727 PY=-54.0266 PZ=0.00266258 PUX=-0.0211543 PUY=-  
0.00261251 PUZ=0.385598 PW=0  
Загрузка 13 - 4 PX=0.136846 PY=-1.7889 PZ=-0.016378 PUX=0.00156104 PUY=-  
0.000444735 PUZ=-0.0220596 PW=0  
Загрузка 13 - 5 PX=-2.90578 PY=-0.379998 PZ=0.0268179 PUX=0.000208688 PUY=-  
0.000455249 PUZ=0.00191257 PW=0  
Загрузка 13 - 6 PX=3.06811 PY=-20.7194 PZ=-0.594668 PUX=0.0171346 PUY=0.00119321  
PUZ=0.0179395 PW=0  
Загрузка 13 - 7 PX=0 PY=-158.66 PZ=0 PUX=0 PUY=0 PUZ=0.00577415 PW=0  
Расчет успешно завершен  
Затраченное время = 8 мин

## 1.12 Анализ результатов расчетов

### 1.12.1 Деформации расчетной схемы

Для оценки максимальных горизонтальных перемещений строились изополю перемещений по осям  $X$  и  $Y$  при действии нормативных нагрузок для следующих РСН:

- ветровая нагрузка вдоль положительного направления оси  $X$ ;
- ветровая нагрузка вдоль отрицательного направления оси  $X$ ;
- ветровая нагрузка вдоль положительного направления оси  $Y$ ;
- ветровая нагрузка вдоль отрицательного направления оси  $Y$ ;

РСН9(Статика)  
Мозаика перемещений по X(G)  
Единицы измерения - мм

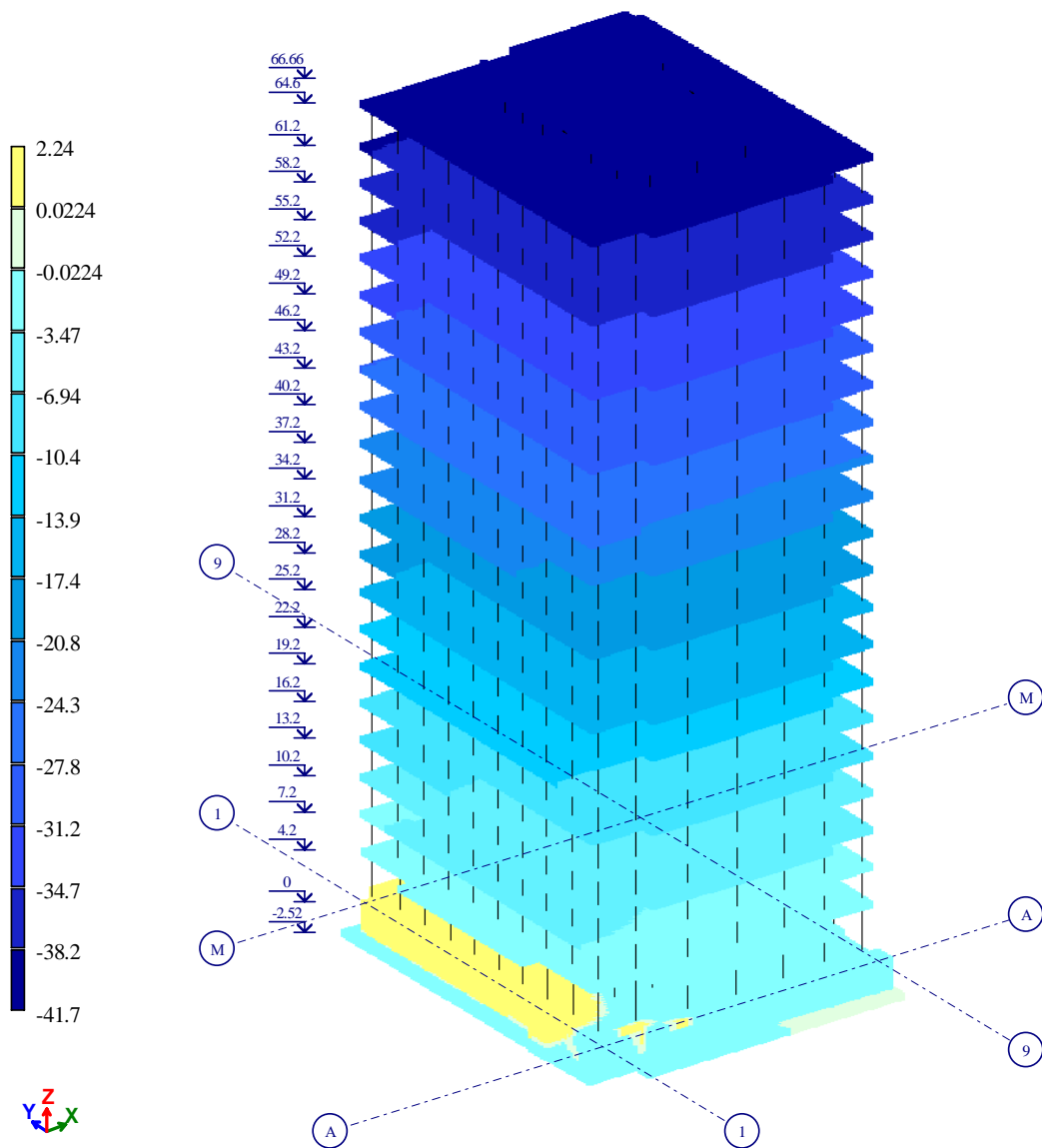


Рисунок 25 - Максимальное перемещение

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

40



Максимальные перемещения в каждом РСН сведены в табл., а изополю с наибольшим перемещением из всех РСН показано на рисунке 25. Горизонтальные перемещения здания не превышают 83,8 мм при допуске  $h/500 = 71 \text{ м}/500 = 0,142 \text{ м} = 142 \text{ мм}$ .

РСН	Перемещение по X, мм		Перемещение по Y, мм	
	мин.	макс.	мин.	макс.
РСН7	-	41,3	-	5,3
РСН8	-	6,14	-	38,6
РСН9	-41,7	-	-3,43	-
РСН10	-3,94	-	-34,2	-

### 1.12.2 Колебания здания, динамическая составляющая

В модели учтены 7 собственные формы колебаний. На рисунках 7-9 показаны три низшие формы

ЗАГР	№ п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды
12	1	1,795267	1,339876	0,213356	4,687001
12	2	1,989082	1,410348	0,224578	4,452801
12	3	2,512498	1,585086	0,252402	3,96193
12	4	25,25639	5,025574	0,800251	1,249609
12	5	41,58591	6,448714	1,026865	0,973838
12	6	49,80878	7,057534	1,123811	0,889829
12	7	86,1643	9,282473	1,478101	0,676544

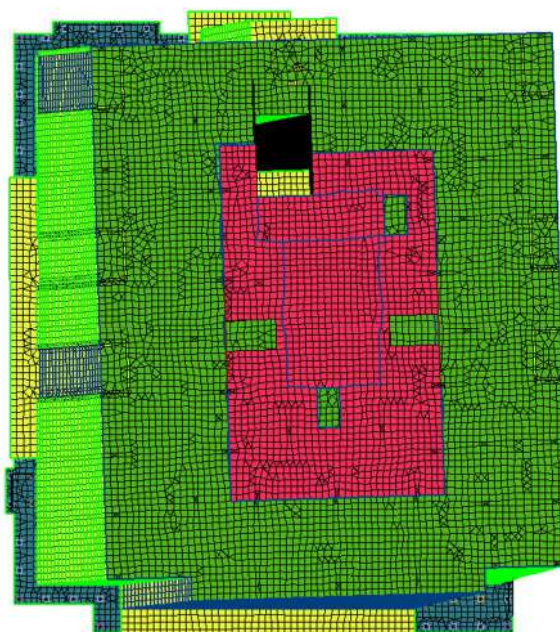
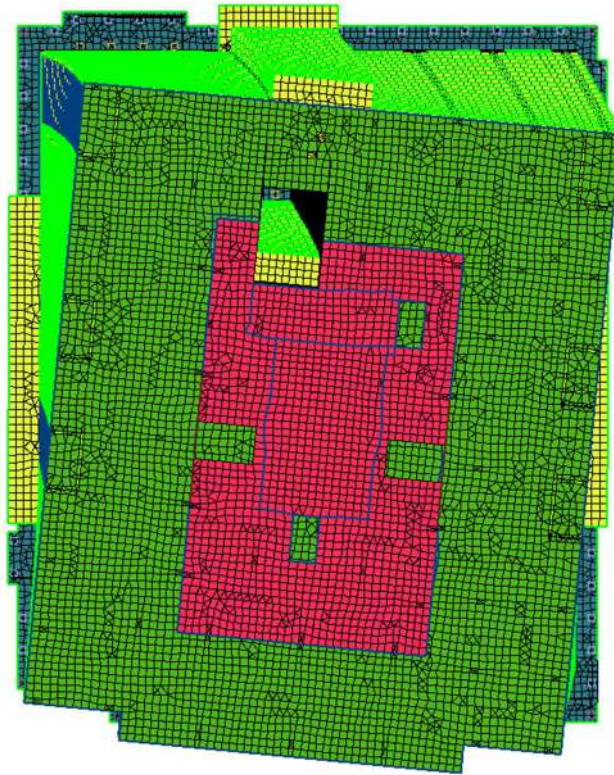
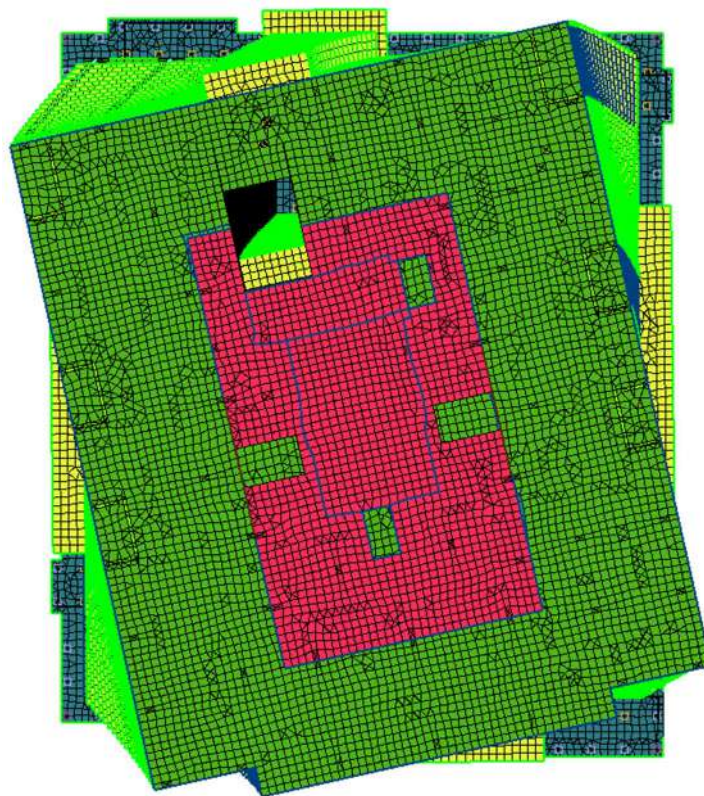


Рисунок 26 - Первая форма колебаний

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------



*Рисунок 27 - Вторая форма колебаний*



*Рисунок 28 - Третья форма колебаний*

*Из представленных иллюстраций видно, что первая и вторая форма колебаний изгибно-крутильная в направлении X с кручением, третья форма колебаний крутильная.*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

42

### 1.12.3 Анализ динамической комфортности

Согласно п.11.4 СП 20.13330.2016(Приложение В.3) при оценке пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность) расчетные значения ветровой нагрузки  $\omega_c$  принимаются равными

$$\omega_c = 0,7 \omega_p,$$

где  $\omega_p$  – нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Максимальное ускорение составляет  $74,2 \text{ мм/с}^2$ , что меньше допустимого значения  $80 \text{ мм/с}^2$ .

X  
Суммарная составляющая  
Мозаика ускорений a  
Единицы измерения - мм/с<sup>2</sup>  
Массы собраны из загрузок: 13

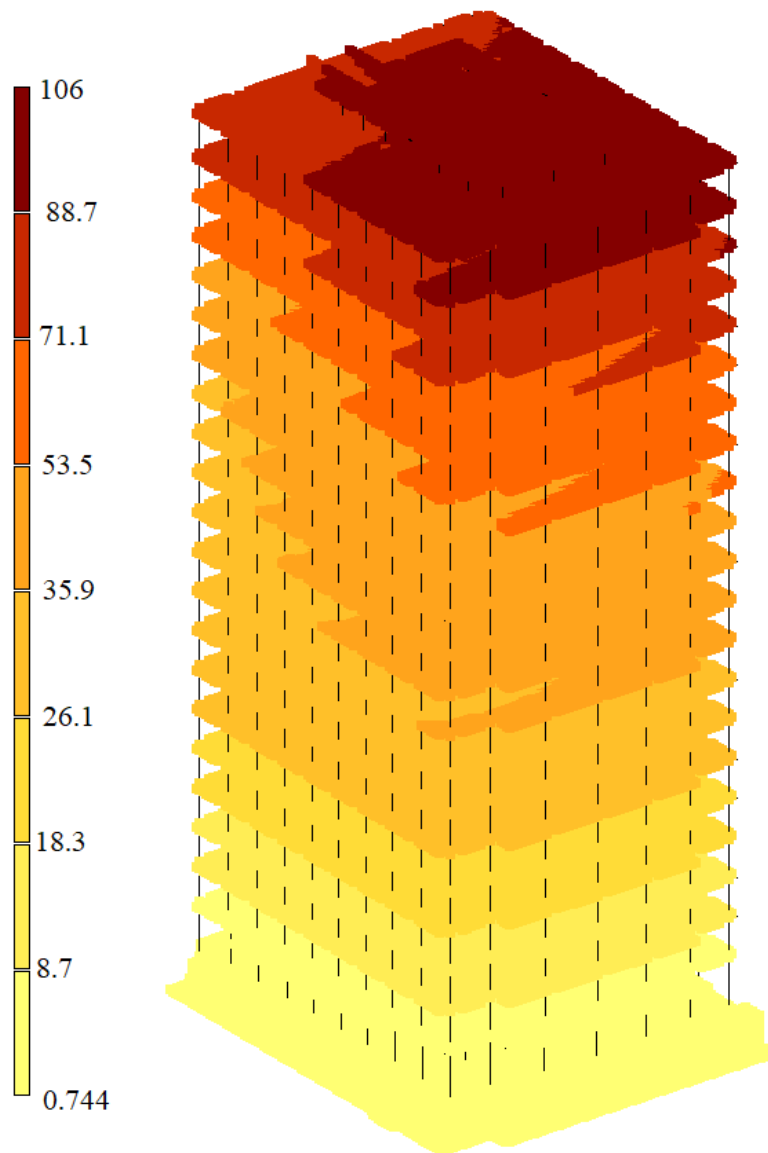


Рисунок 29 - Мозаика суммарной составляющей ускорений,  $\omega_p$ ,

### 1.12.4 Устойчивость здания

Расчет здания на общую устойчивость проводился по РСН на вертикальные нагрузки и статическое ветровое воздействие по X и Y. Результаты представлены таблицей коэффициентов запаса устойчивости для РСН1:

Номер формы	Коэффициент запаса устойчивости
1	6,48
2	7,75
3	8,93

РСН1(Статика)  
 Форма потери устойчивости в гл. с. 1  
 Устойчивость. Анализ чувствительности  
 Коэффициент: 6.48196

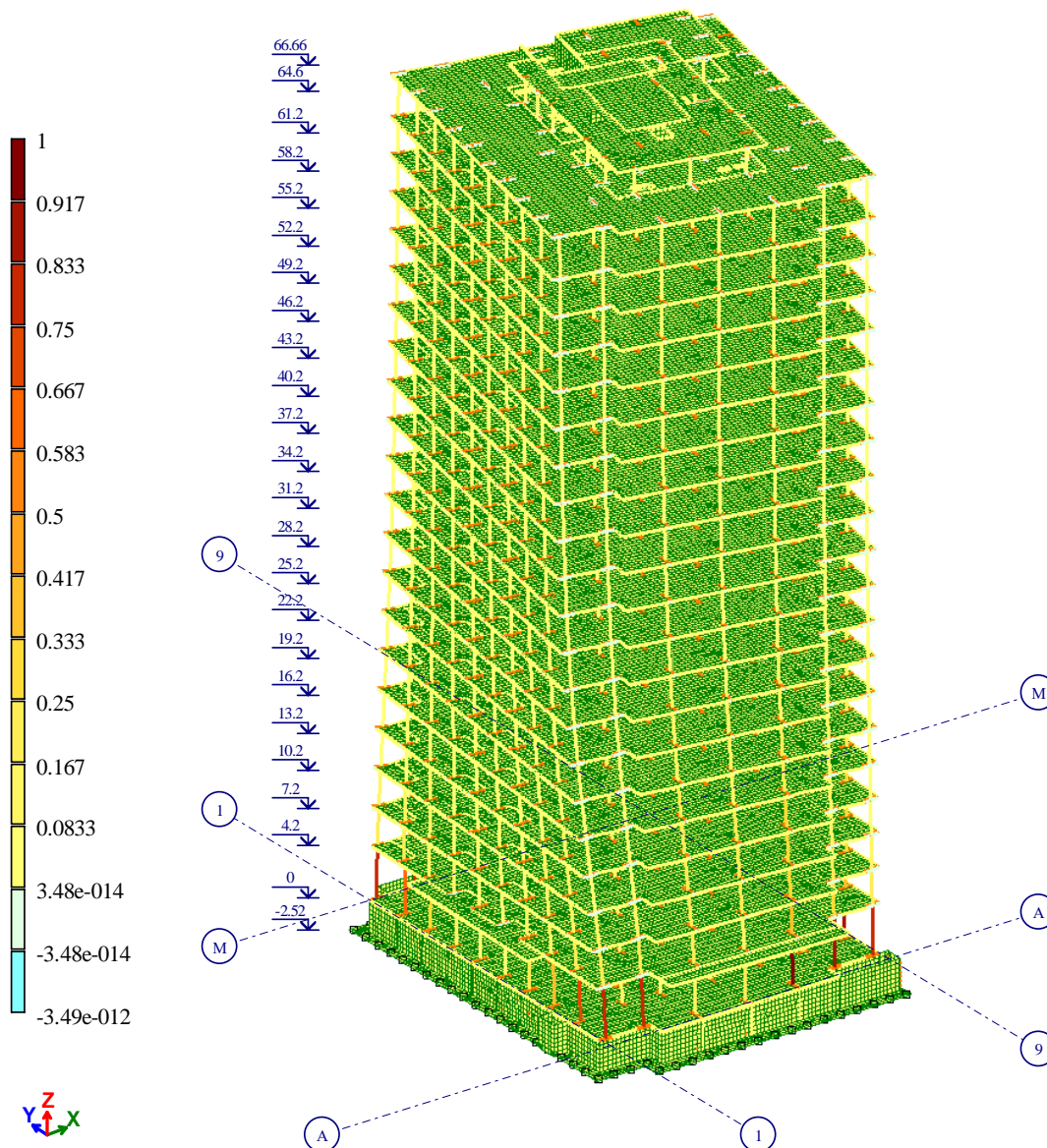


Рисунок 30 - Устойчивость. Анализ чувствительности

Требование СП 52-103-2007 п. 6.2.8 о том, чтобы запас общей устойчивости сооружения был не менее 2, выполняется.

## 1.12.5 Нагрузки на сваи

РСН1(Сталка)  
Усилие Rz (51,56,57,256,266 КЭ)  
Единицы измерения - т

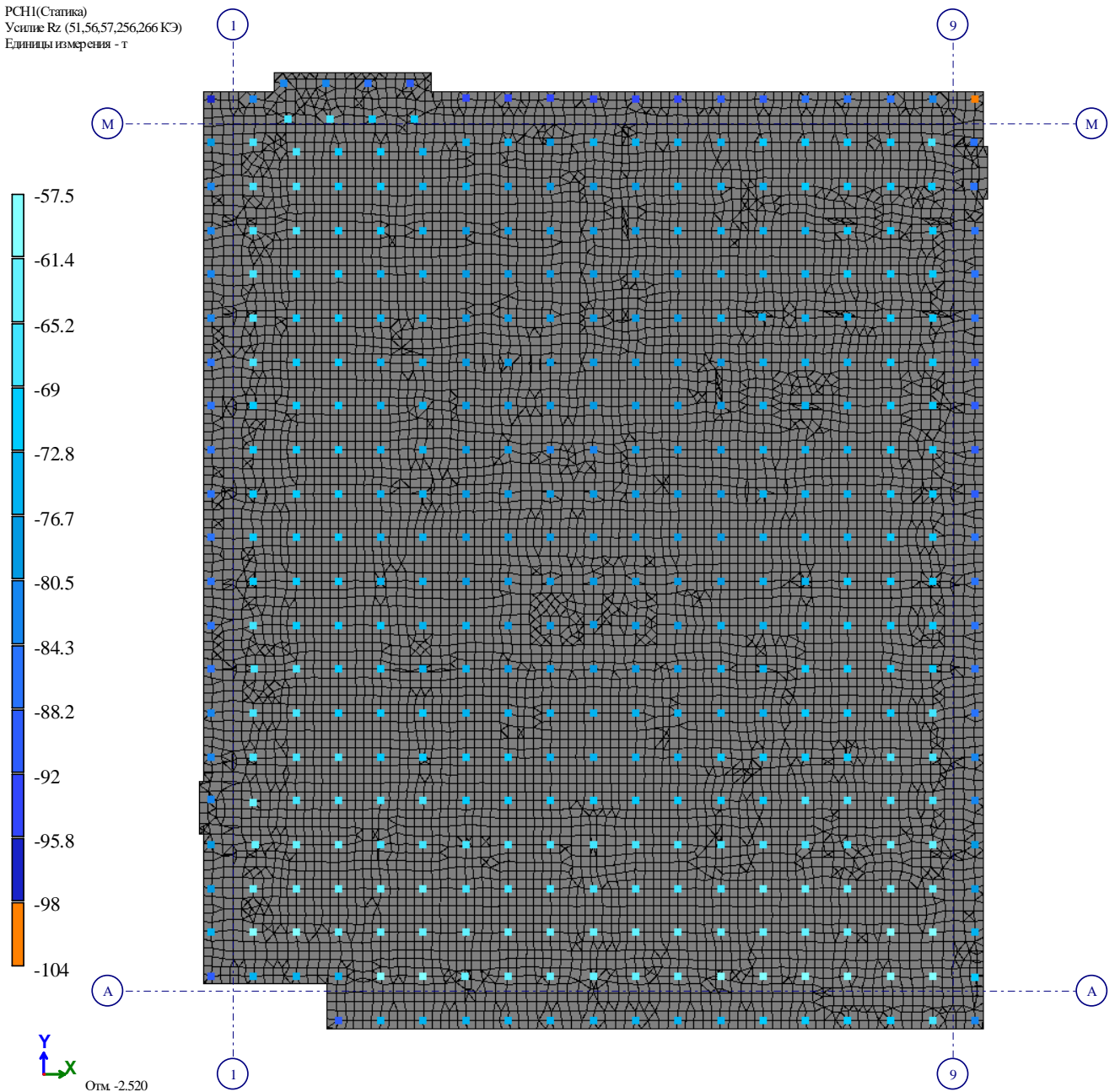


Рисунок 31 - Нагрузки на сваи

Максимальная нагрузка на сваю – 104тс(угловая). Средняя нагрузка – 75-80тс.

									Лист
									45
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

### 1.12.6 Определение прогибов перекрытий

Расчеты прогибов перекрытий и покрытий выполнены в аналогичной схеме с учетом пониженного модуля деформации. Величины модуля деформации для изгибаемых конструкций приняты равными  $0.2E_b = 612000 \text{ т/м}^2$  согласно п.6.2.7 СП 52-103-2007. Результаты расчета прогибов показаны в цветовой схеме на рисунке ниже. Согласно расчету, прогибы не превышают предельно допустимые значения, установленные СП 20.13330.2016 табл. Е.1 (1/200 пролета).

#### Плита перекрытия на отм. 0.000

Максимальный прогиб между несущими элементами составляет 4,74мм ( $< 5500/200 = 27,5 \text{ мм}$ ).

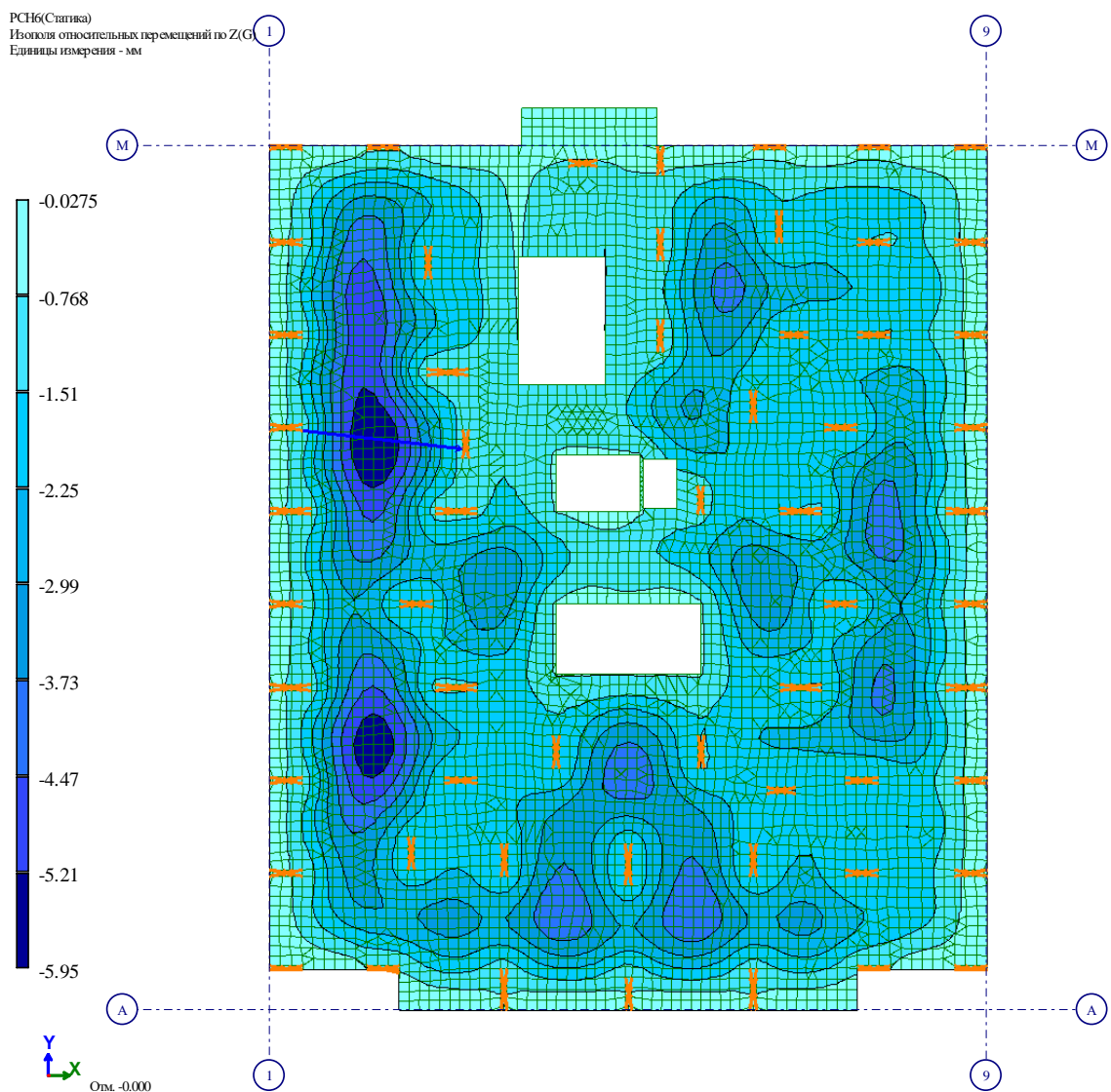


Рисунок 32 - Изополюса прогибов перекрытия от действия нормативных нагрузок

Элюра прогибов по Z (РСН6)

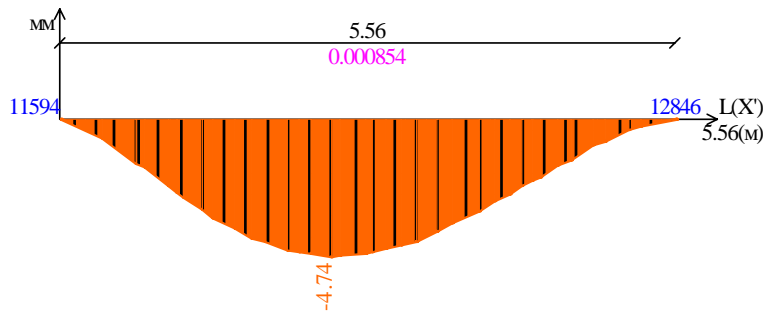


Рисунок 33 Сечение 1-1

Плита перекрытия на отм. +4.200

Максимальный прогиб между несущими элементами составляет 3мм (<math>4800/200=24</math> мм), максимальный прогиб консоли балкона 14,2мм (<math>2840\*2/200=28</math> мм).

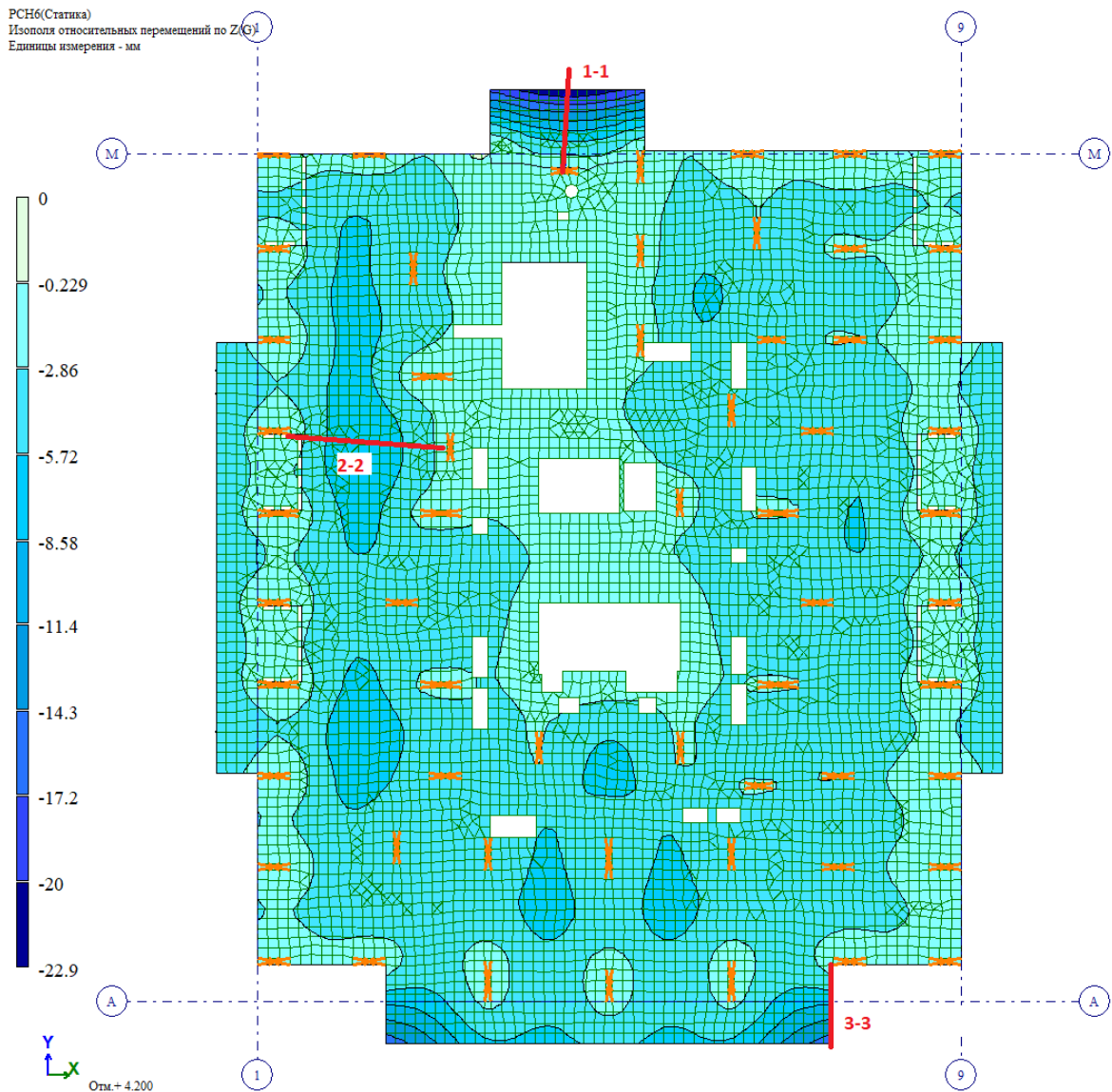


Рисунок 34 - Изополя прогибов перекрытия от действия нормативных нагрузок

									Лист
									47
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

Эпюра прогибов по Z (РСН6)

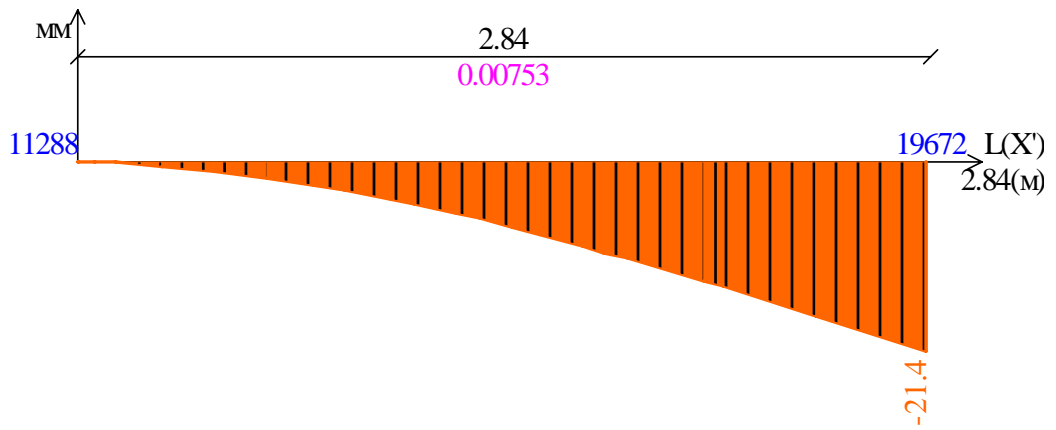


Рисунок 35 Сечение 1-1  
Эпюра прогибов по Z (РСН6)

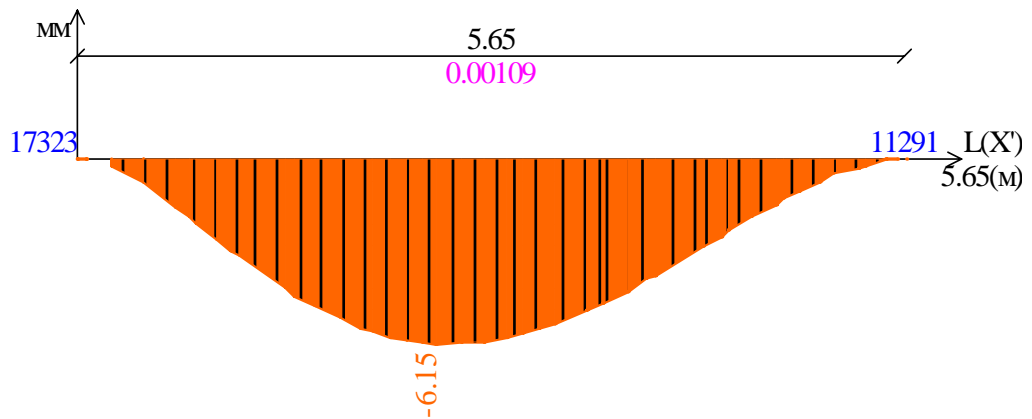


Рисунок 36 Сечение 2-2  
Эпюра прогибов по Z (РСН6)

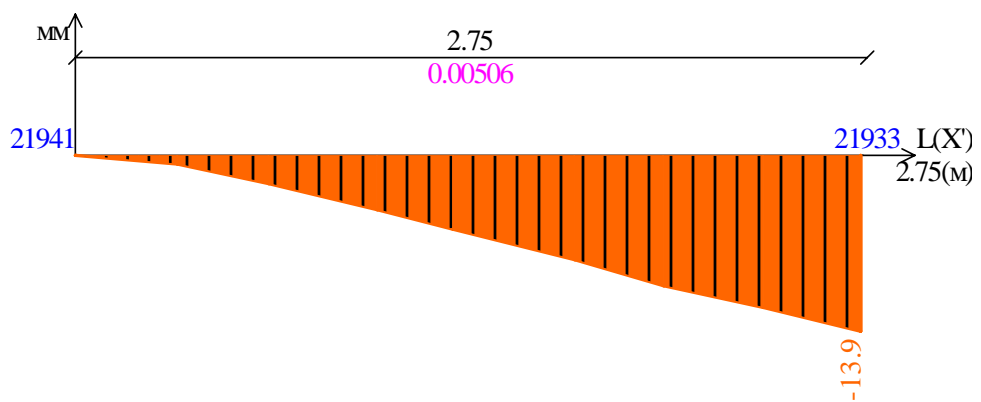


Рисунок 37 Сечение 3-3



## Плита перекрытия типового этажа

Максимальный прогиб между несущими элементами составляет 6,11мм ( $<5650/200=28$  мм), максимальный прогиб консоли балкона 6,71мм ( $<1870*2/200=18.7$  мм).

РСН6(Статика)  
Изополя относительных перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

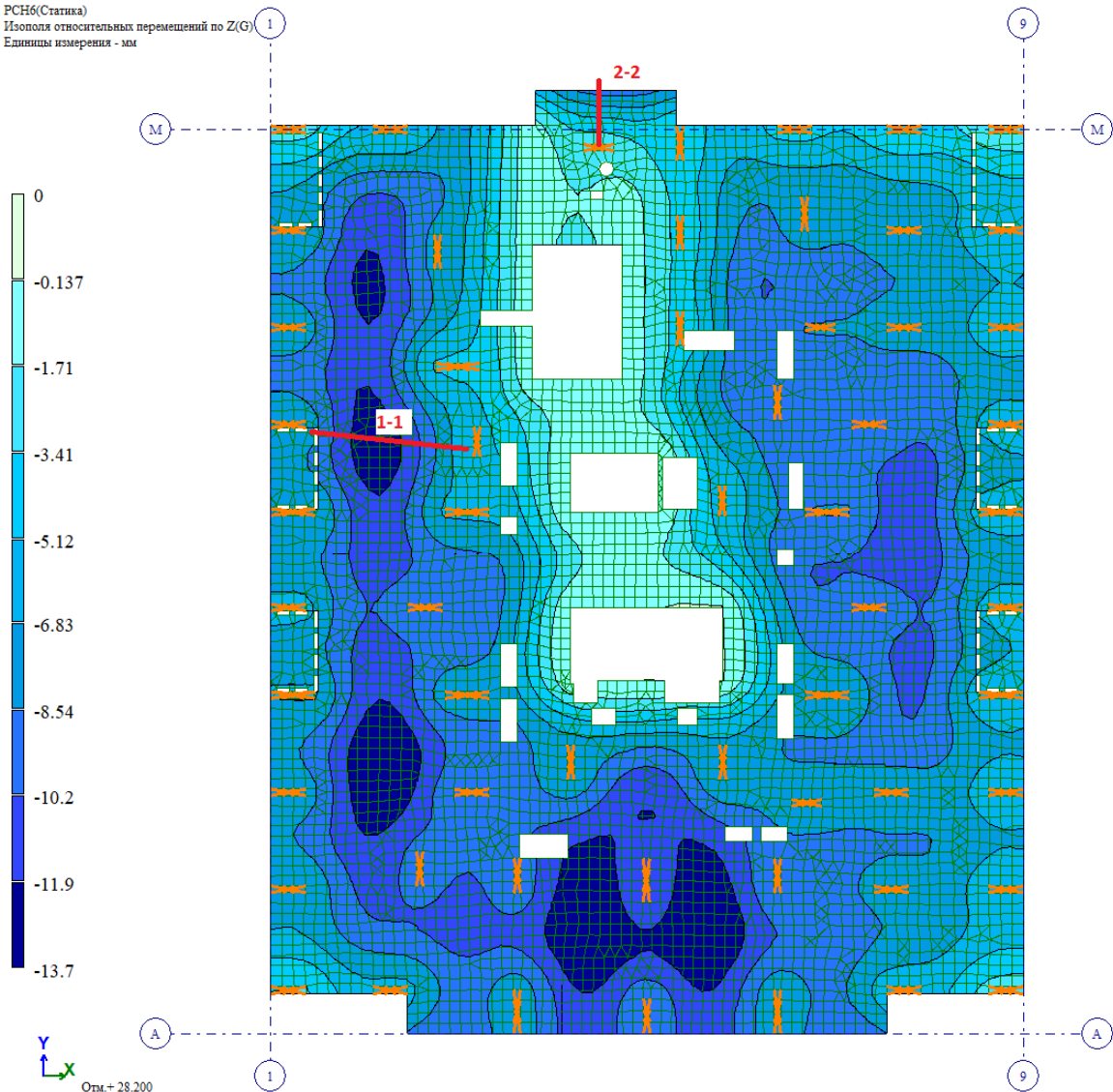


Рисунок 38 - Изополя прогибов перекрытия от действия нормативных нагрузок  
Эпора прогибов по Z (РСН6)

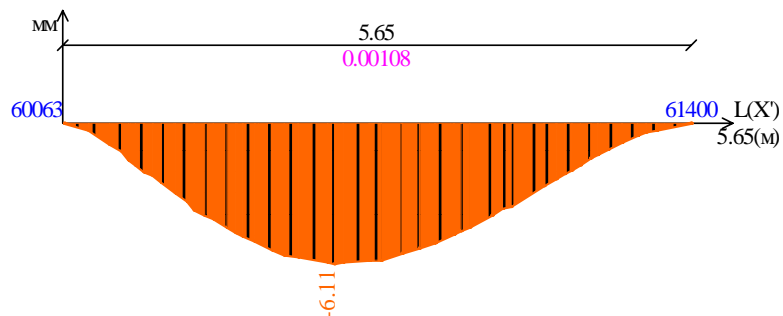


Рисунок 39 Сечение 1-1

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

49

Эпюра прогибов по Z (PCN6)

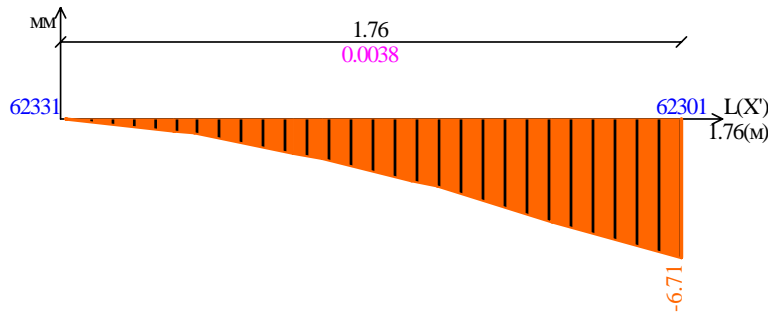


Рисунок 40 Сечение 2-2

Плита покрытия на отм. +64,600

Максимальный прогиб между несущими элементами составляет 2.3мм (<math>4880/200=24</math> мм).

PCN6(Статика)  
Изополю относительных перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

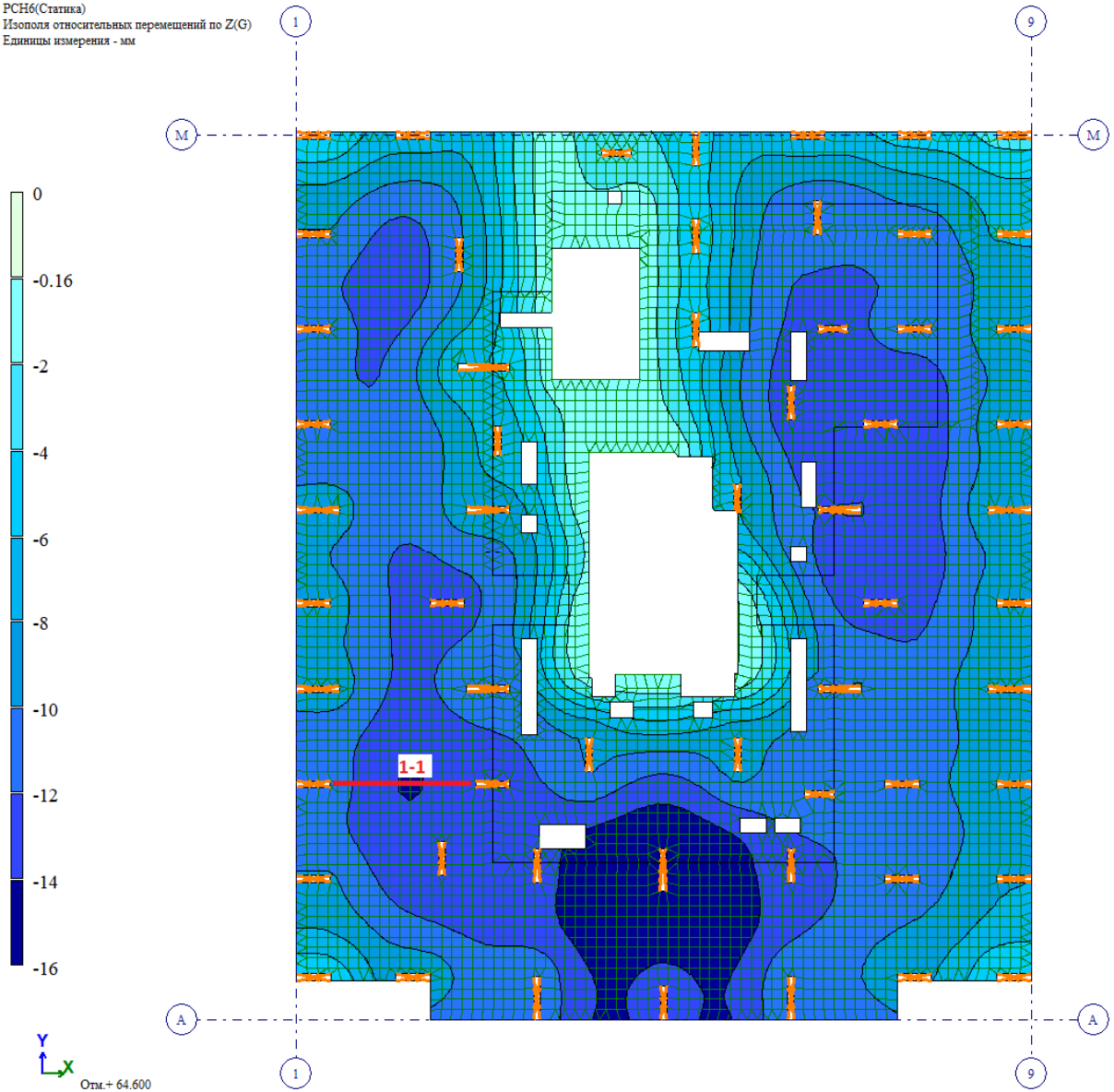


Рисунок 41 - Изополю прогибов перекрытия от действия нормативных нагрузок

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

50

Эпюра прогибов по Z (PCN6)

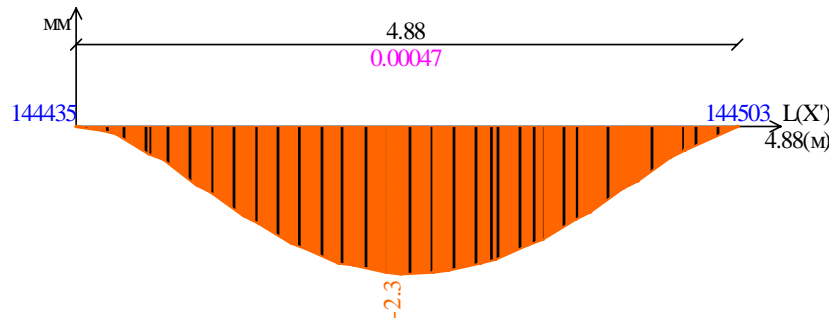


Рисунок 42 Сечение 1-1

Плита покрытия на отм. +66,660

Максимальный прогиб между несущими элементами составляет 13,4мм ( $< 2,33 \cdot 2/200 = 23$  мм), максимальный прогиб консоли 10,2мм ( $< 1360 \cdot 2/150 = 18$ мм).

PCN6(Статика)  
Изополю относительных перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

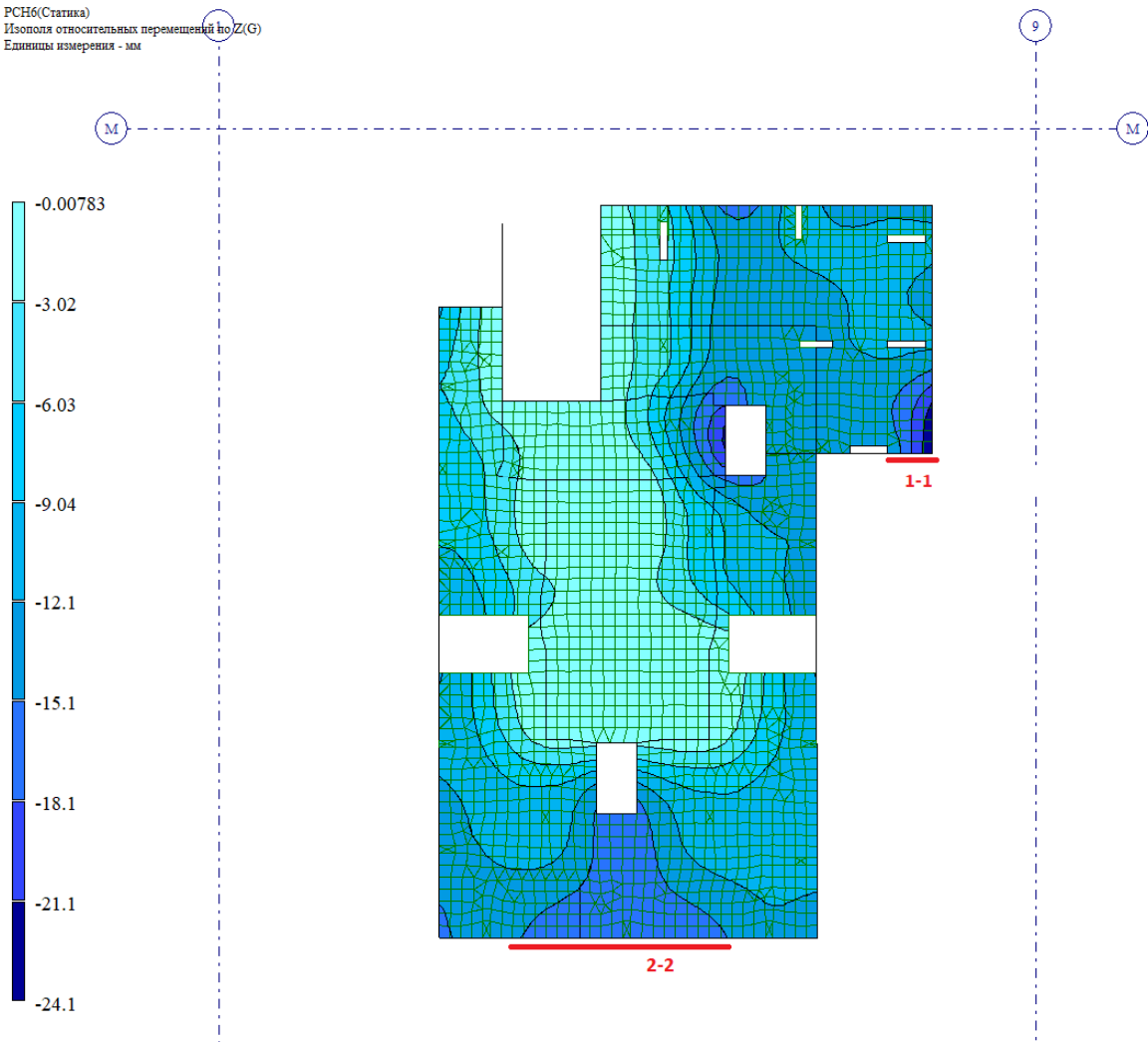


Рисунок 43 - Изополю прогибов перекрытия от действия нормативных нагрузок

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

51

Эпюра прогибов по Z (РСН6)

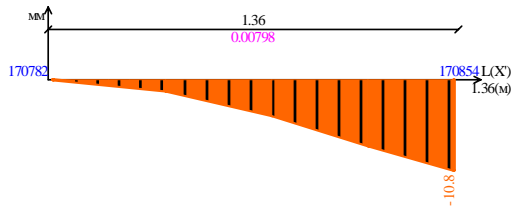


Рисунок 44 Сечение 1-1

Эпюра прогибов по Z (РСН6)

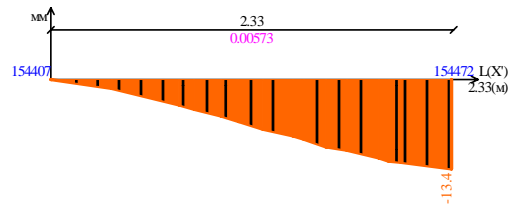


Рисунок 45 Сечение 2-2

### 1.12.7 Определение осадки здания

Расчет осадки ростверка выполнен в ЛИРА-САПР 2020г3.

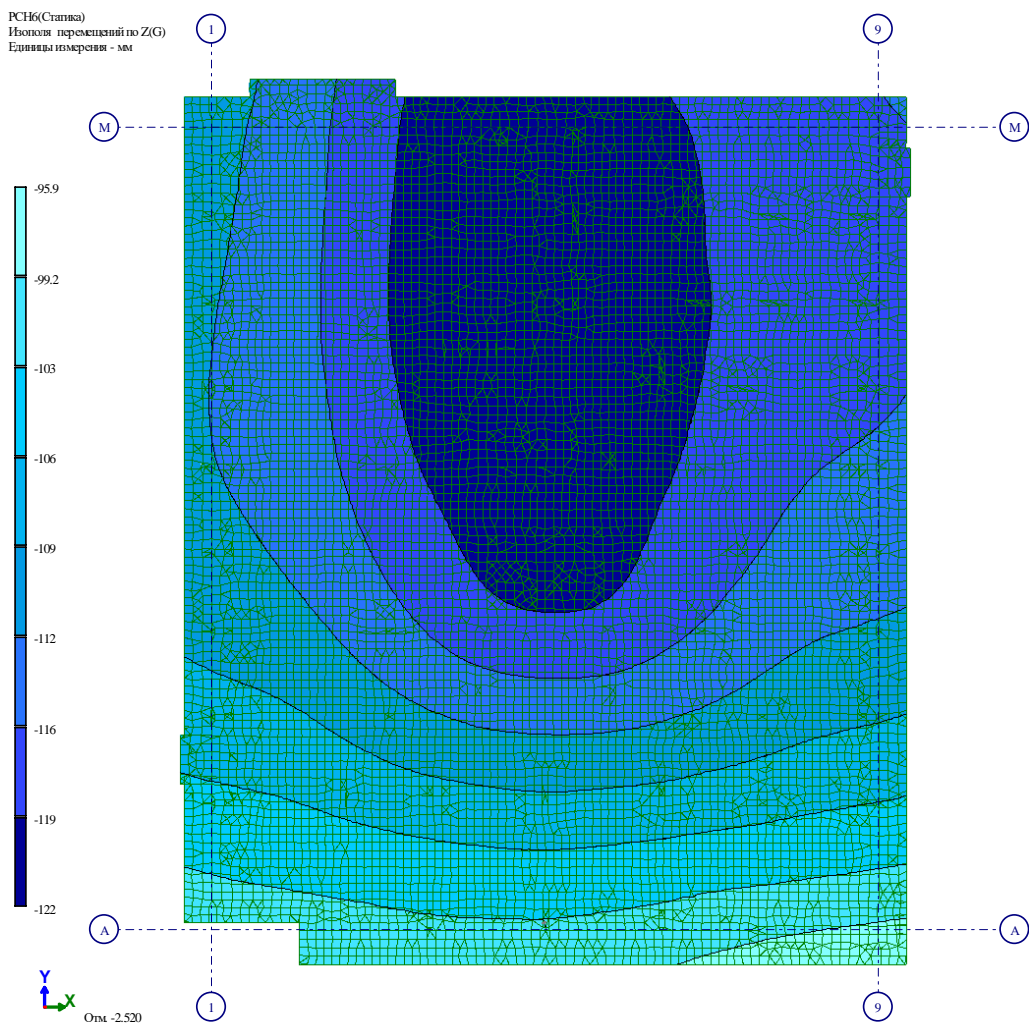


Рисунок 46 - Изоплюя осадок здания от РСН6

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

52

Также выполним расчет осадки здания в соответствии с СП22.13330.2016.

Расчет осадки свайного фундамента согласно СП 24.13330.2011		
$b_{\text{ф}}$	27,5 м	ширина фундамента
$l$	32 м	длина фундамента
$b_{\text{усл}}$	29,01 м	
$l_{\text{усл}}$	33,51 м	
шаг свай	1,51 м	
диаметр свай(ширина)	0,35 м	
длина свай( $h$ )	11,2 м	
глубина заложения фл	3,5 м	
среднее давление	25 т/м <sup>2</sup>	
общая глубина заложения	14,7 м	
	$E_1$	2200 т/м <sup>2</sup> среднее по грунту по длине свай
	$\nu_1$	0,31
	$E_2$	1264 т/м <sup>2</sup> среднее по длине в Нс
	$\nu_2$	0,32
	$E_{\text{свай}}$	19500 МПа
Нагрузка на сваю, средняя $P$	58,16 т	
вес свай, т/м <sup>3</sup>	2,5	
Расчет дополнительных осадок от свай		
$s_{\text{эф}}$	138,307 мм	осадка условного фундамента
$L_{\text{сп}}$	13,73415 мм	
	радиус ячейки $r$	0,79275 м
	площадь ячейки $W$	1,974342 м <sup>2</sup>
	площадь сечения свай $A$	0,1225 м <sup>2</sup>
	$k$	0,24909
	Нагрузка на ячейку, $P$	29,45792 т/м <sup>2</sup>
$L_{\text{сп0}}$	8,447989 мм	
$L_{\text{р0}}$	88,60941 мм	
$L_{\text{с0}}$	2,268381 мм	
<b>Общая осадка:</b>	<b>149,023 мм</b>	

### Определение осадки основания

с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства по СП 22.13330.2011

Размеры фундамента	
$b, \text{м}$	29,010
$\eta = l/b$	1,155

Среднее давление	
$p, \text{т/м}^2$	25,000

Нижняя граница сжимаемой толщи из условия  $\sigma_{\text{ш}} = k \sigma_{\text{ср}}$ , где  $k = 0,5$  или  $k = 0,2$ , если найденная граница попала в слой с  $E \leq 7 \text{ МПа}$   
 $H_{\text{с}} = 9 > 4 \cdot 0,1 b = 6,901$

Характеристики грунтов при  $\alpha = 0,85$

Лей/п	Наимен.	Вид	$\gamma, \text{г/см}^3$	$\gamma_{\text{ср}}, \text{г/см}^3$	$\nu$	$\gamma_{\text{ш}}, \text{г/см}^3$	$E, \text{МПа}$	$E_{\text{ср}}, E$	$\nu$
1	ИГЭ-1	Насыщенный грунт	1,850						
2	ИГЭ-3	Песок мелкий	1,650	2,660	0,650	1,006	32,000	1	0,30
3	ИГЭ-3а	Песок мелкий	1,960	2,660	0,650	1,006	32,000	1	0,30
4	ИГЭ-4	Суглинки легкие	1,850	2,720	0,813	0,949	11,500	1	0,32
5	ИГЭ-5	Суглинки тяжелые	1,850	2,720	0,813	0,949	12,400	1	0,32
6									
7									
8									
9									
10									

Лей/п	Наимен.	Кровля
1	ИГЭ-1	72,30
2	ИГЭ-3	67,00
3	ИГЭ-3а	66,70
4	ИГЭ-4	64,90
5	ИГЭ-5	58,20
6		
7		
8		
9		
10		

Отметки

DL-отметка планировки	71,50
NL-отметка природного рельефа	72,30
FL-отметка подошвы фундамента	57,30
WL-уровень подземных вод	66,70
Отметка водоупора	58,20

Планировка осуществляется срезкой

Глубина заложения фундамента:

$d$ - от уровня планировки	14,20
$d_{\text{н}}$ - от пов-ти природ. рельефа	15,00

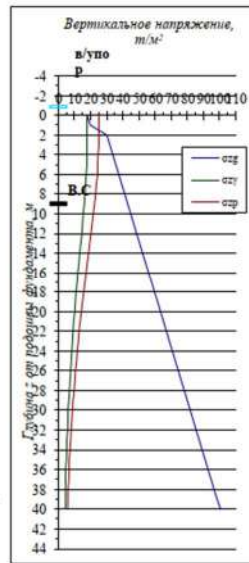
Наибольшая толщина слоя  $h_{1, \text{н}} = 1 < 0,4 b = 11,604 \text{ м}$

Среднеарифметические значения характеристик

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{H_{\text{с}}} = 1,85 \text{ г/см}^3$$

$$\bar{\nu} = \frac{\sum \nu_i h_i}{H_{\text{с}}} = 0,32$$

$$\bar{E} = \frac{\beta \sum \sigma_{\text{ср}, i} h_i}{s} = 12,33 \text{ МПа}$$



Упругое основание

Винклера: $C_1 = 180,8 \text{ т/м}^3$
Пастернака: $C_2 = 175,6 \text{ т/м}^3$
$C_3 = 1428,1 \text{ т/м}$

Отметка	$z_{1, \text{н}}$ , м	$h_{1, \text{н}}$ , м	Наимен.	Состояние	$\gamma_{1, \text{н}}$ , т/м <sup>3</sup>	$E_{1, \text{н}}$ , т/м <sup>2</sup>	$E_{2, \text{н}}$ , т/м <sup>2</sup>	$\nu_1$	$\zeta = 2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{\text{ш}, 1, \text{н}}$ , т/м <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{ш}, 2, \text{н}}$ , т/м <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{ш}, 3, \text{н}}$ , т/м <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{ш}}/\sigma_{\text{ср}}$	$z_{1, \text{н}}$ , мм
57,30	0,00	—	—	—	1,256	—	—	—	0,000	1,000	17,841	17,841	25,000	1,401	—
56,30	1,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,069	1,000	19,691	17,837	24,995	1,269	15,821
55,30	2,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,135	0,998	30,041	17,813	24,960	0,831	13,808
54,30	3,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,207	0,995	31,891	17,748	24,869	0,780	15,769
53,30	4,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,276	0,988	33,741	17,628	24,701	0,732	15,687
52,30	5,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,345	0,978	35,591	17,443	24,442	0,687	15,551
51,30	6,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,414	0,963	37,441	17,189	24,087	0,643	15,357
50,30	7,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,483	0,945	39,291	16,868	23,636	0,602	15,102
49,30	8,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,552	0,924	41,141	16,483	23,097	0,561	14,789
48,30	9,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,620	0,899	42,991	16,043	22,481	0,523	14,423
47,30	10,00	1,00	ИГЭ-5		1,850	1264,0	1264,0	0,32	0,689	0,872	44,841	15,558	21,801	0,486	0,000

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{\text{ш}, i} - \sigma_{\text{ш}, i+1}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{\text{ш}, i} h_i}{E_{\text{ср}, i}} = 138,307$$

Осадка не превышает 150мм.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

### 1.13 Схемы армирования элементов здания

Правила знаков при чтении результатов расчета.

Положительные направления усилий относительно местной системы координат пластины представлены на рисунке ниже.

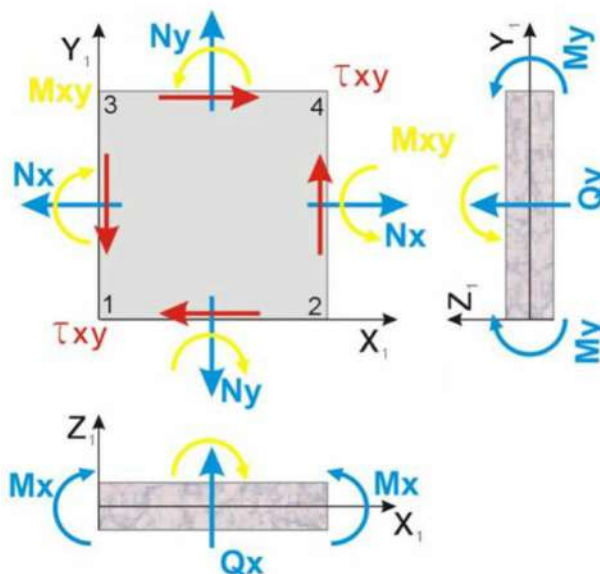


Рисунок 47 Усилия в КЭ оболочки

Для КЭ всех перекрытий и фундамента за положительное направление оси  $Z$  принято вертикальное направление вверх. Ось  $X$  сонаправлена буквенным осям здания, Ось  $Y$  – цифровым.

Для КЭ наружных стен подвала, наружных стен за положительное направление оси  $Z$  принято направление от центра здания наружу. За положительное направление оси  $Y$  принято вертикальное направление вверх. Ось  $X$  направлена горизонтально.

Для КЭ внутренних стен, расположенных вдоль цифровых осей, за положительное направление оси  $Z$  принято направление в сторону возрастания наименования цифровых осей (в плане – слева направо). За положительное направление оси  $Y$  принято вертикальное направление вверх. Ось  $X$  направлена горизонтально.

Для КЭ внутренних стен, расположенных вдоль буквенных осей, за положительное направление оси  $Z$  принято направление в сторону возрастания наименования буквенных осей (в плане – снизу вверх). За положительное направление оси  $Y$  принято вертикальное направление вверх. Ось  $X$  направлена горизонтально.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

### 1.13.1 Ростверк

Ростверк выполнен из бетона В30, рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. стержня 70 мм снизу и 50 мм сверху. Толщина плиты – 1000мм. Подбор армирования выполнен автоматически в ПК «Лира-САПР 2020» согласно СП 63.13330.2018.

РСН1(Статика)  
Мозаика напряжений по Mx  
Единицы измерения - (кг\*м)/м

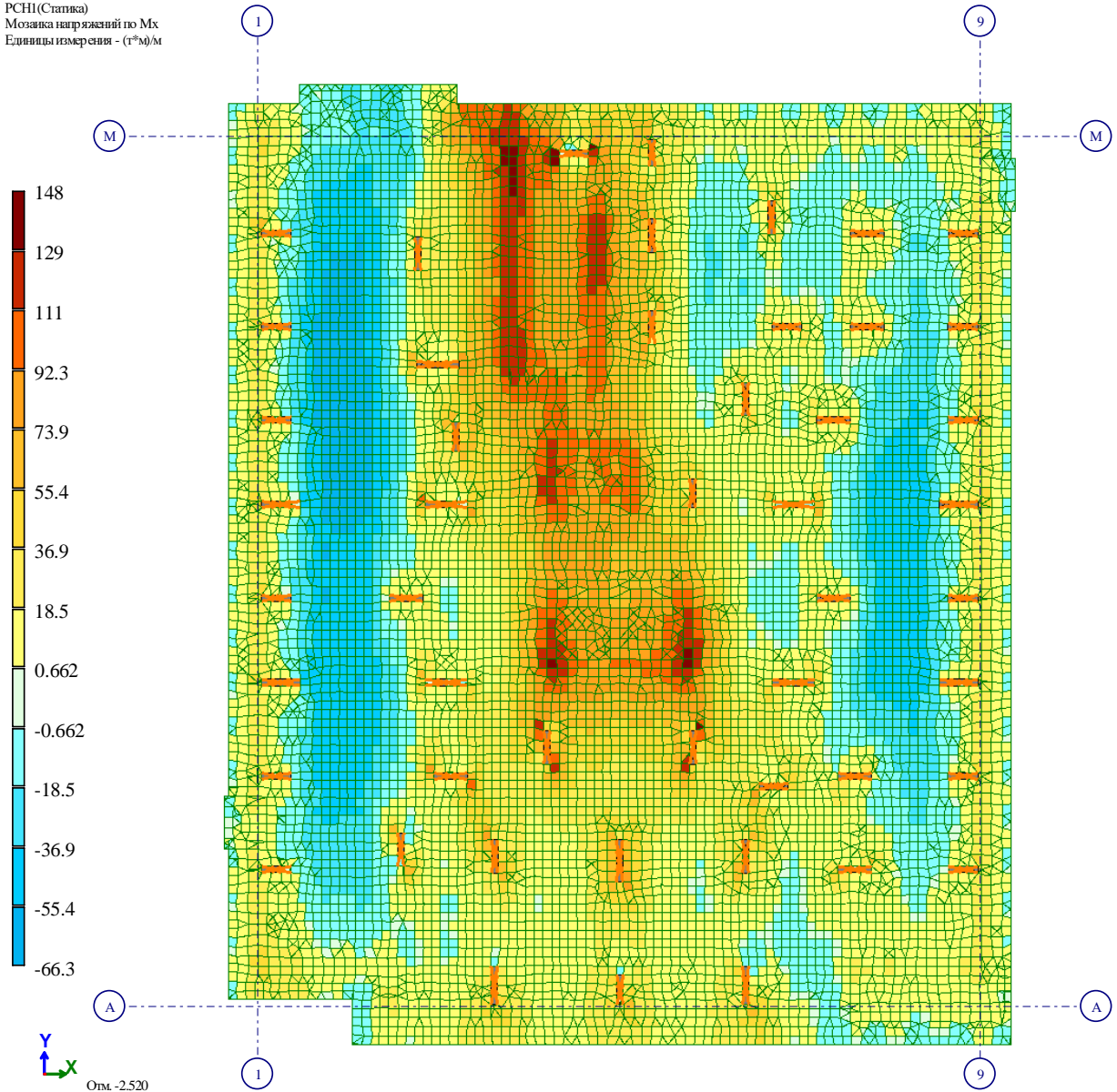


Рисунок 48 - Ростверк. Моменты Mx

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по  $M_y$   
Единицы измерения - ( $т^2/м^2$ )

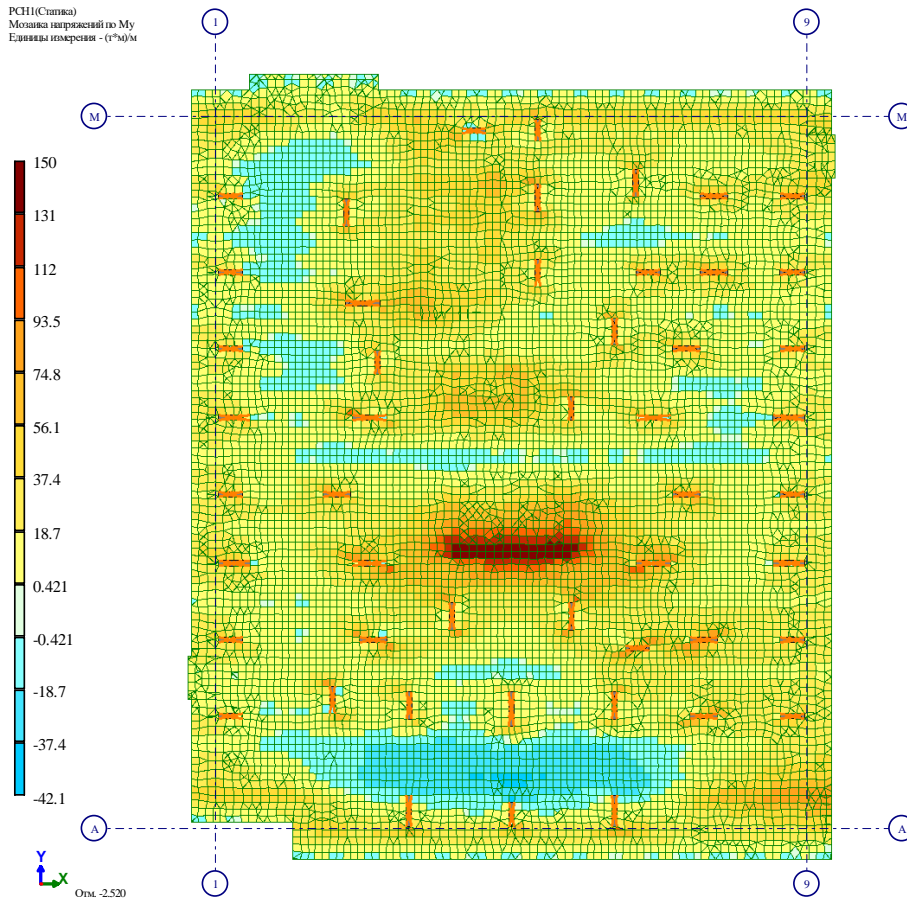


Рисунок 49 - Ростверк. Моменты  $M_y$

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по  $M_{xy}$   
Единицы измерения - ( $т^2/м^2$ )

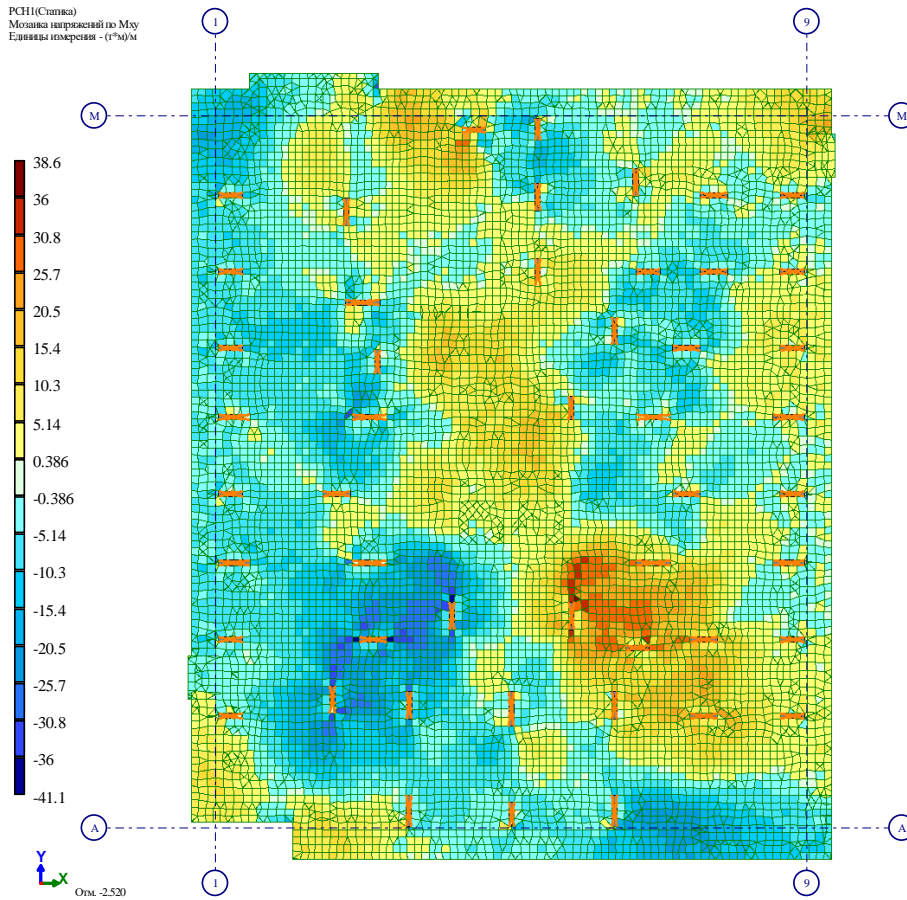


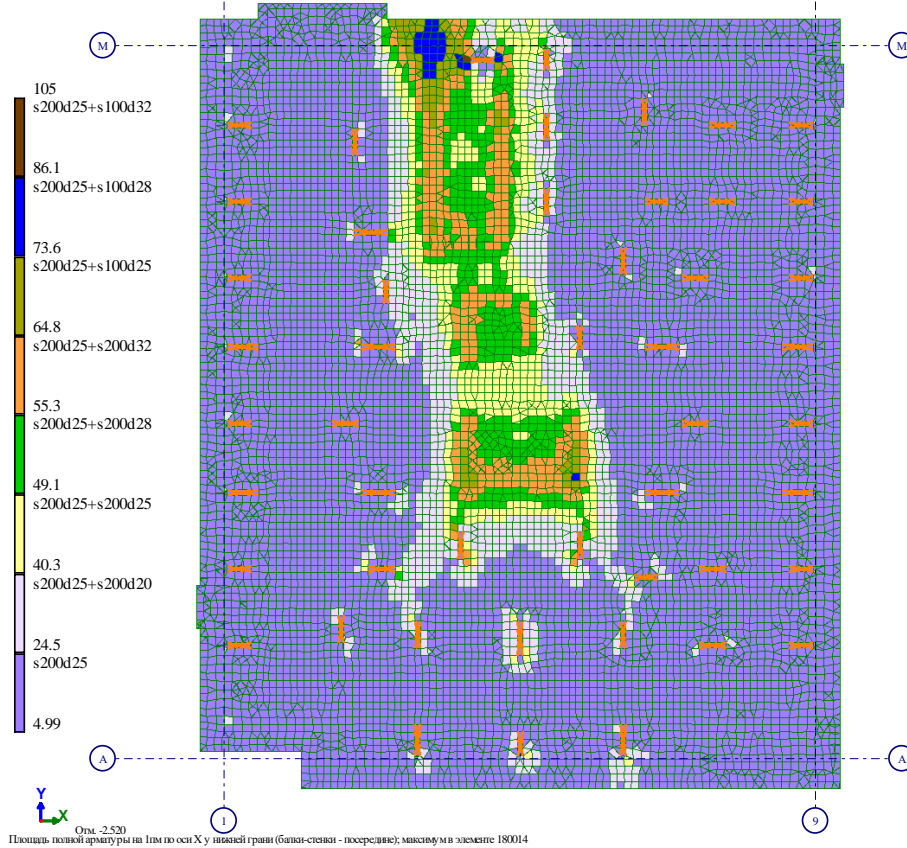
Рисунок 50 - Ростверк. Моменты  $M_{xy}$

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

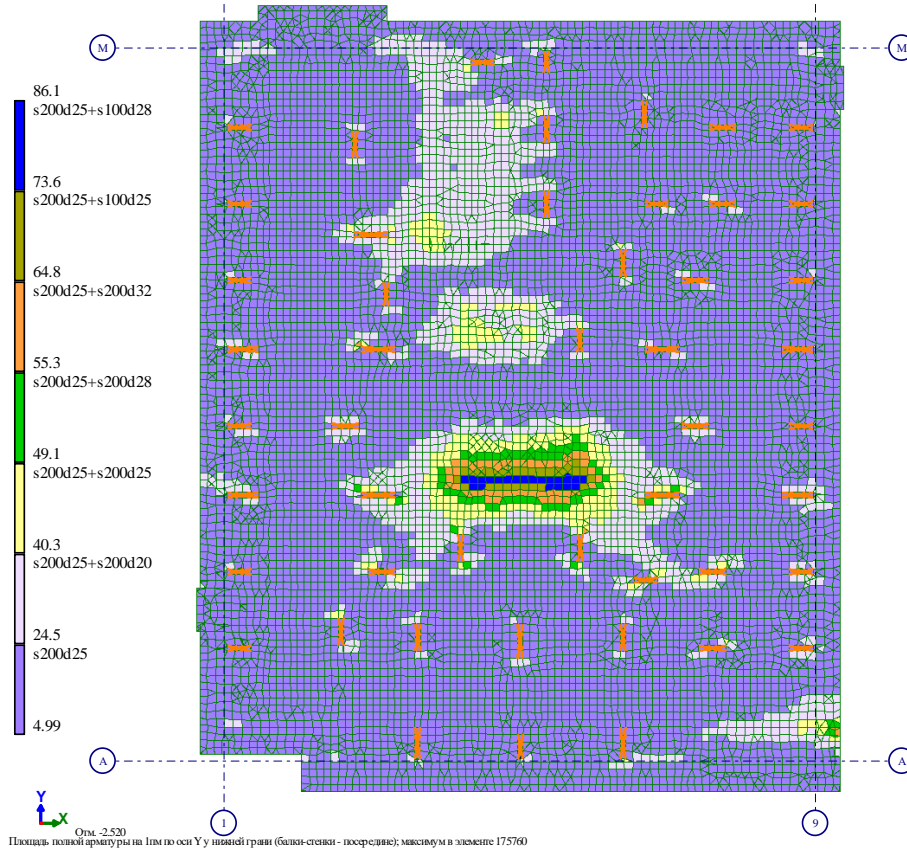


Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 51 - Ростверк. Нижнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 52 - Ростверк. Нижнее армирование по Y*

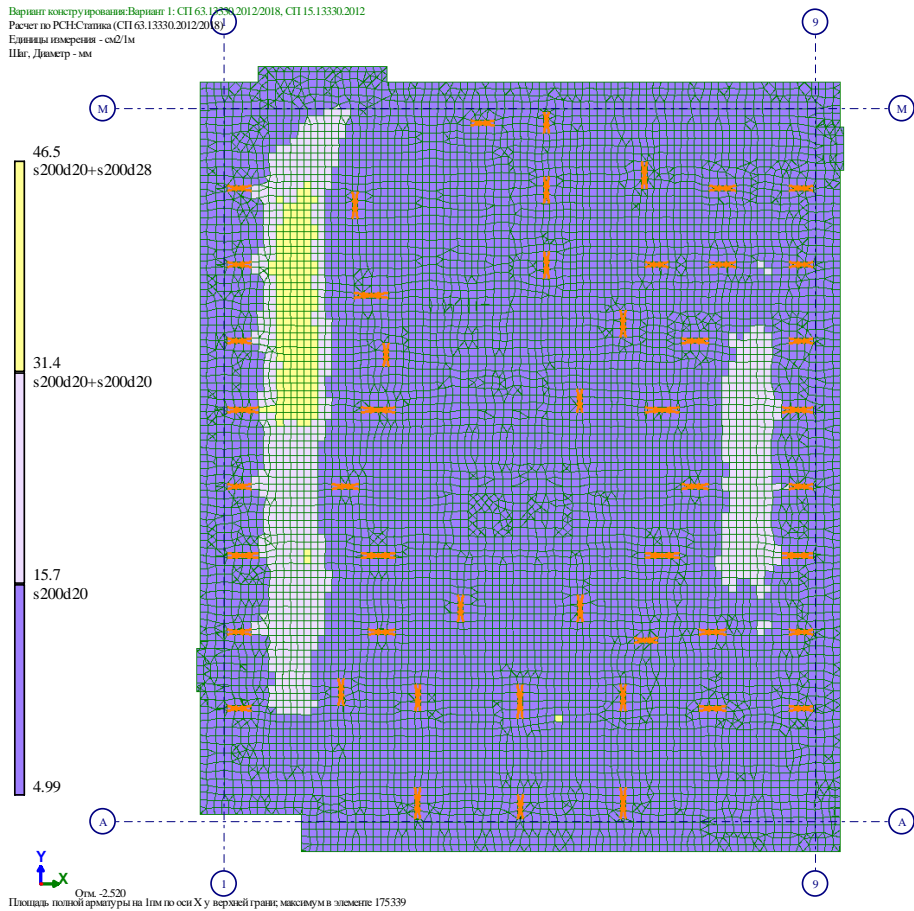
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

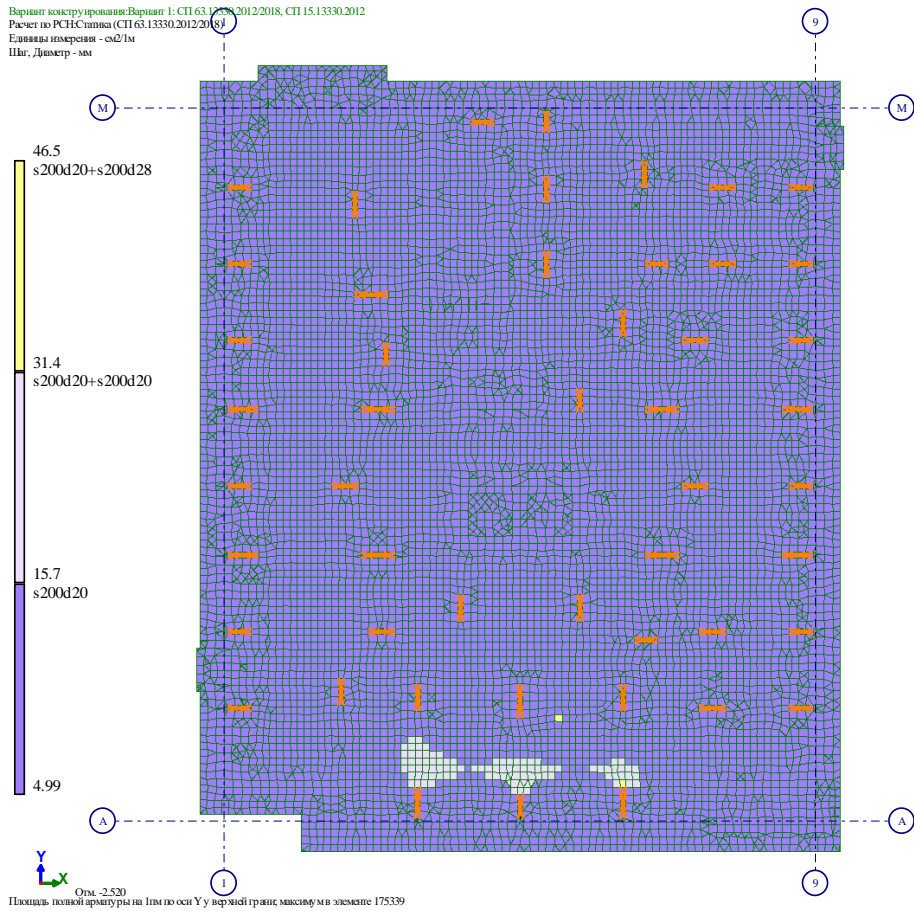
57

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 53 - Ростверк. Верхнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 54 - Ростверк. Верхнее армирование по Y*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

58

### 1.13.2 Перекрытие подвала

Перекрытие подвала выполнено из бетона В25, рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. нижнего стержня 45 мм, верхнего – 25 мм. Толщина перекрытия – 200мм. Подбор армирования выполнен автоматически в ПК «Лира-САПР 2020Г3» согласно СП 63.13330.2018.

РСН1(Статика)  
Мозаика напряжений по Мх  
Единицы измерения - (кг\*м)/м

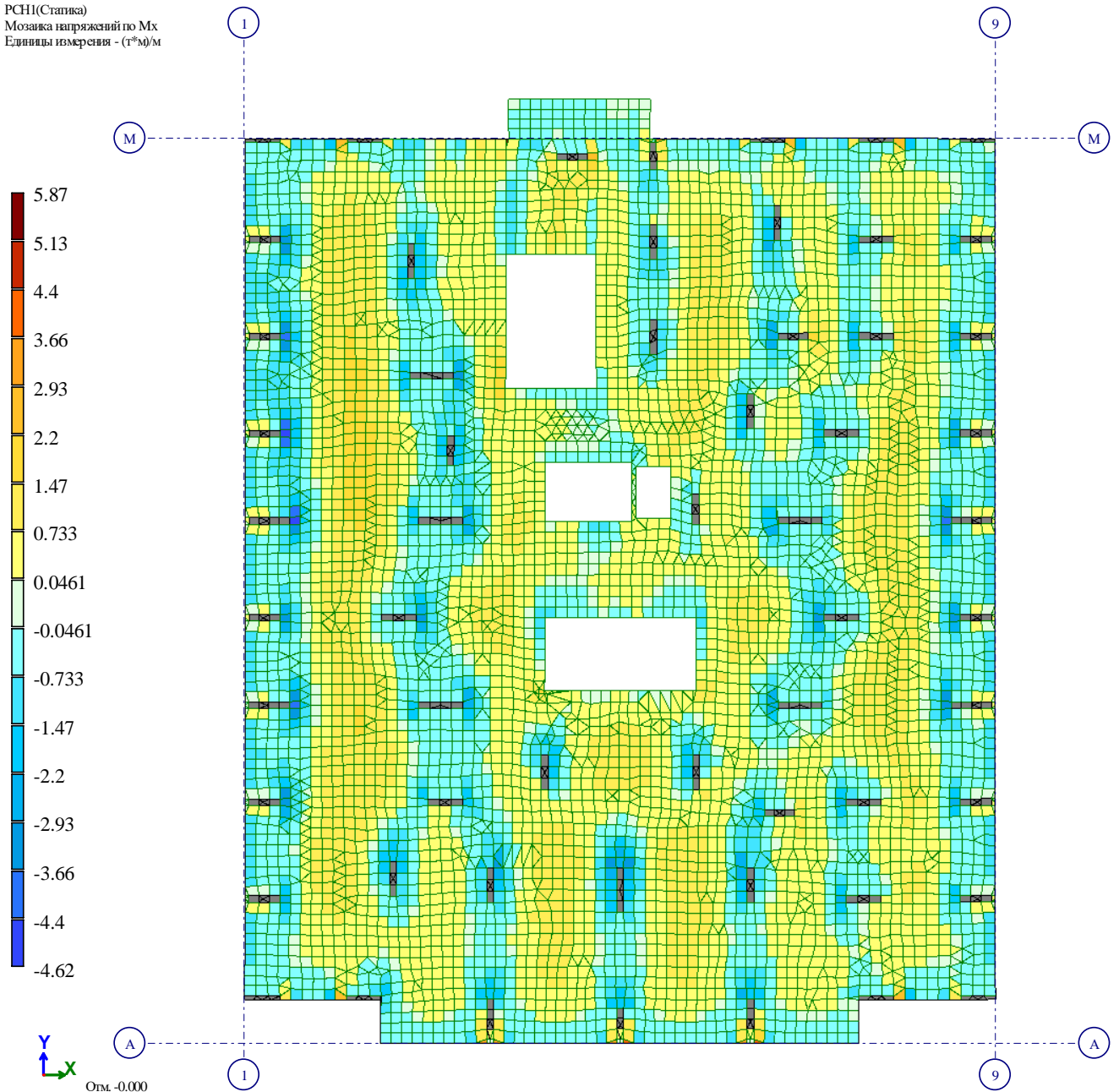


Рисунок 55 - Моменты  $M_x$

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по  $M_y$   
Единица измерения -  $(\text{т}^2)/\text{м}$

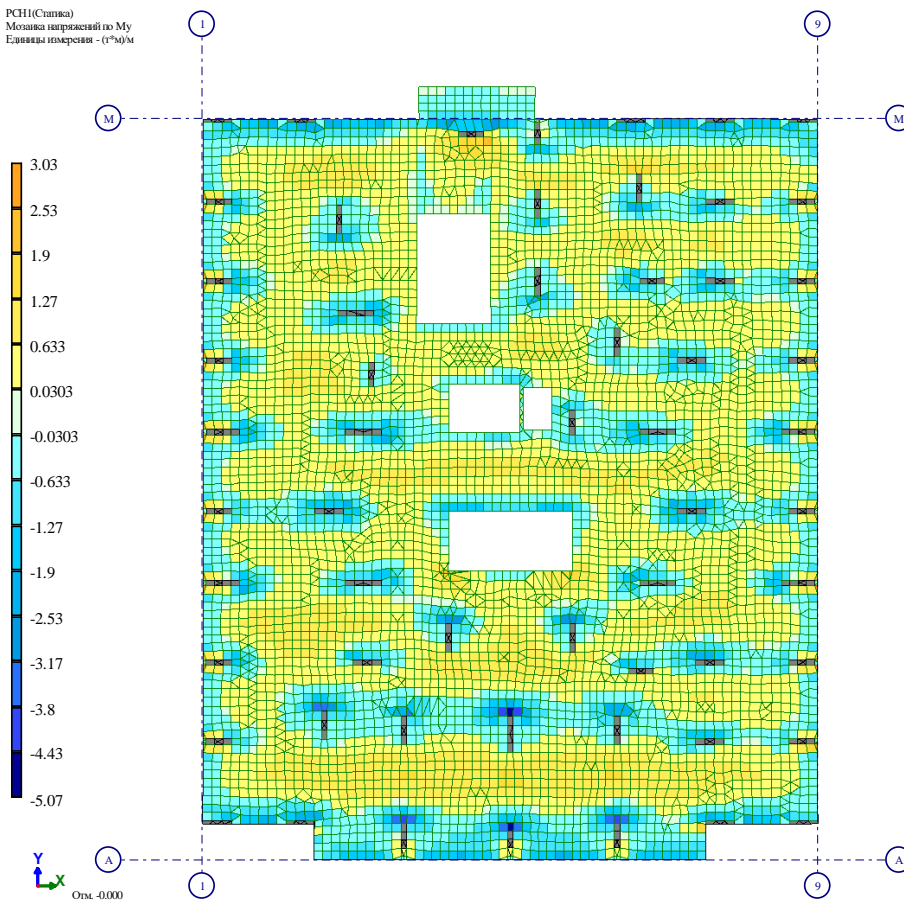


Рисунок 56 - Моменты  $M_y$

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по  $M_x$   
Единица измерения -  $(\text{т}^2)/\text{м}$

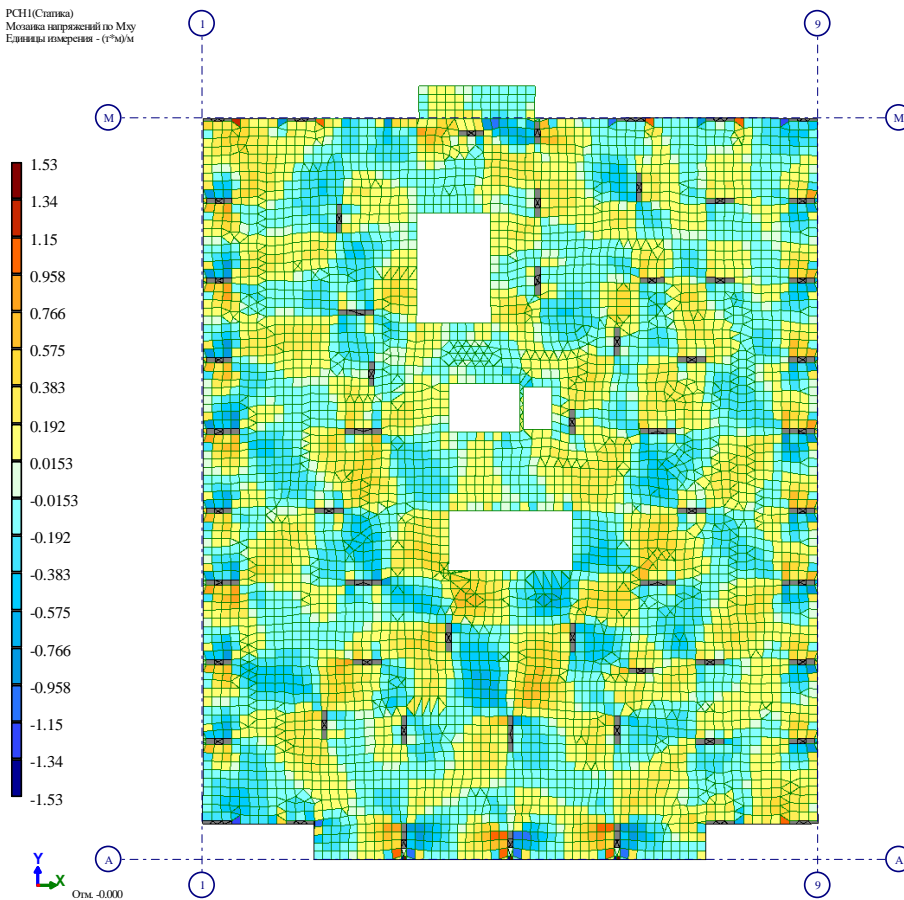


Рисунок 57 - Моменты  $M_x$

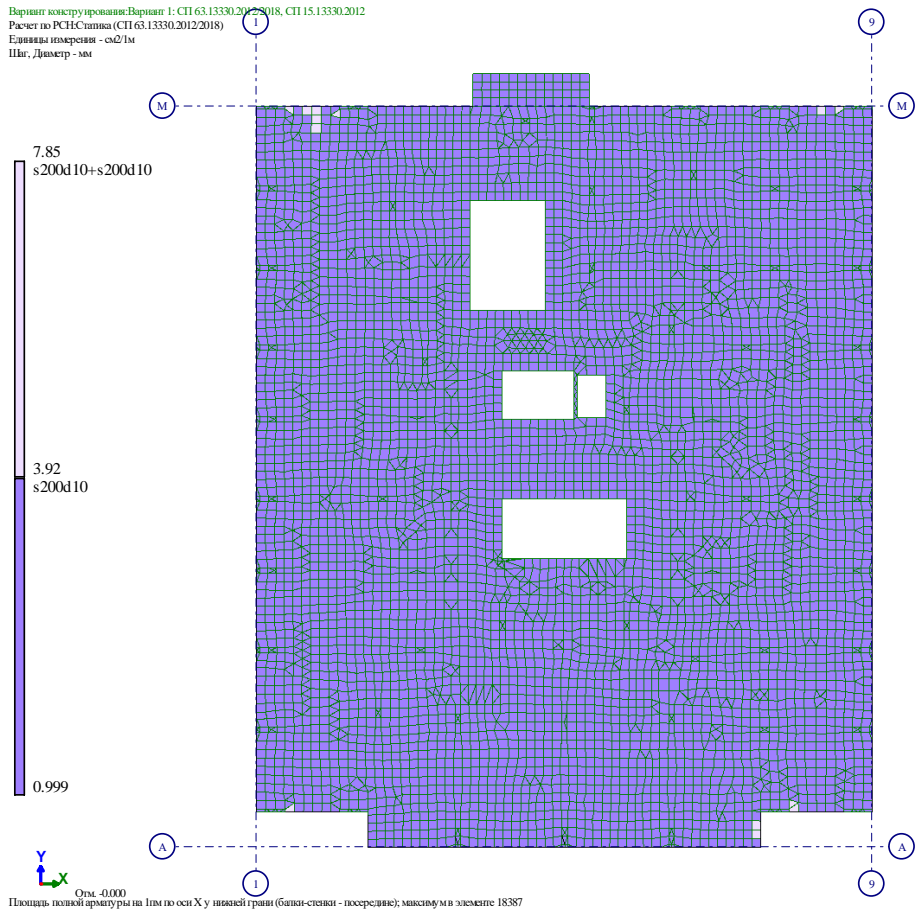
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

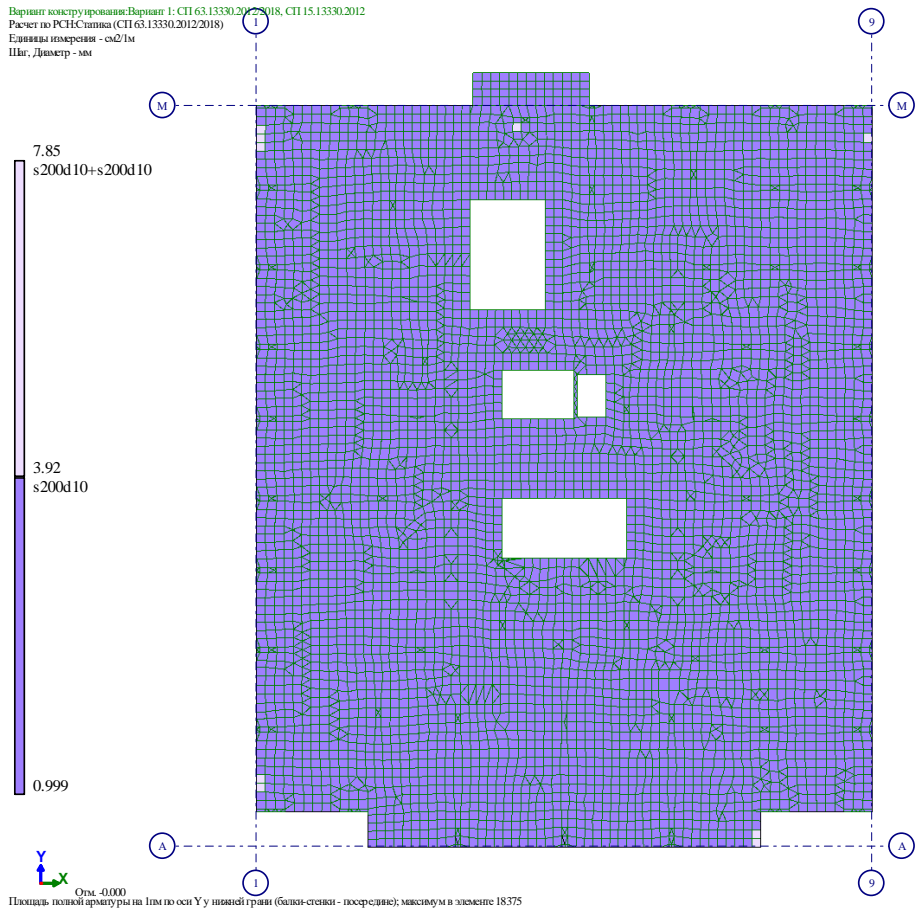
60

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 58 - Нижнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 59 - Нижнее армирование по Y*

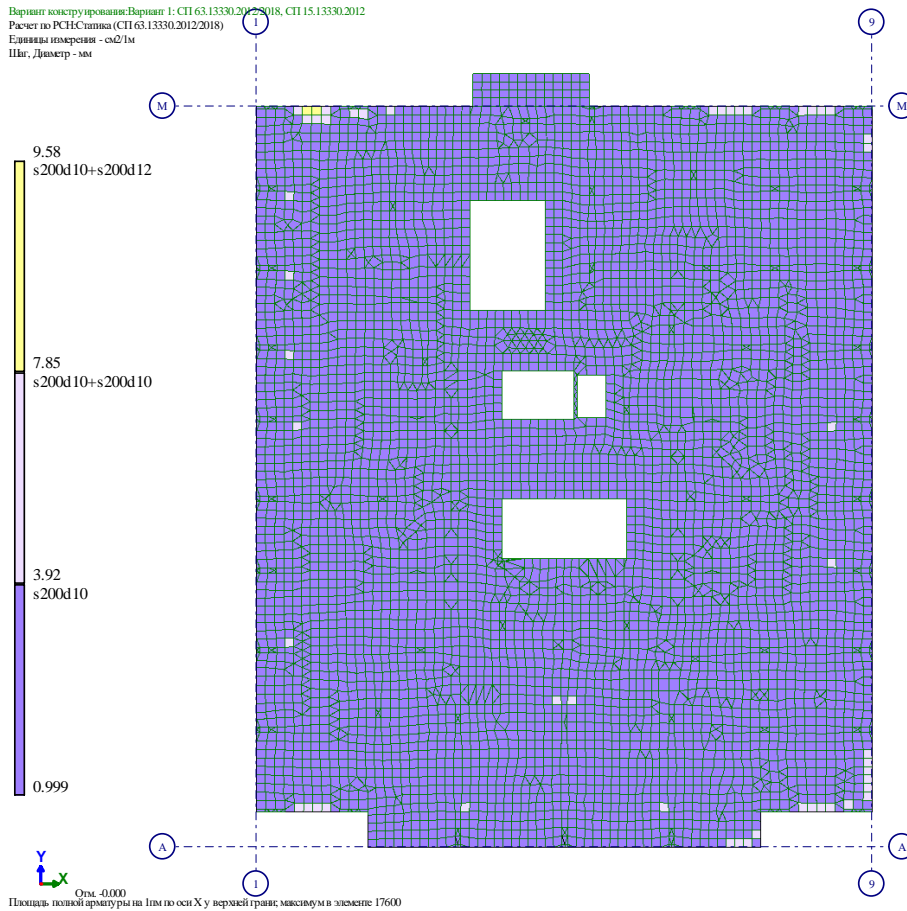
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

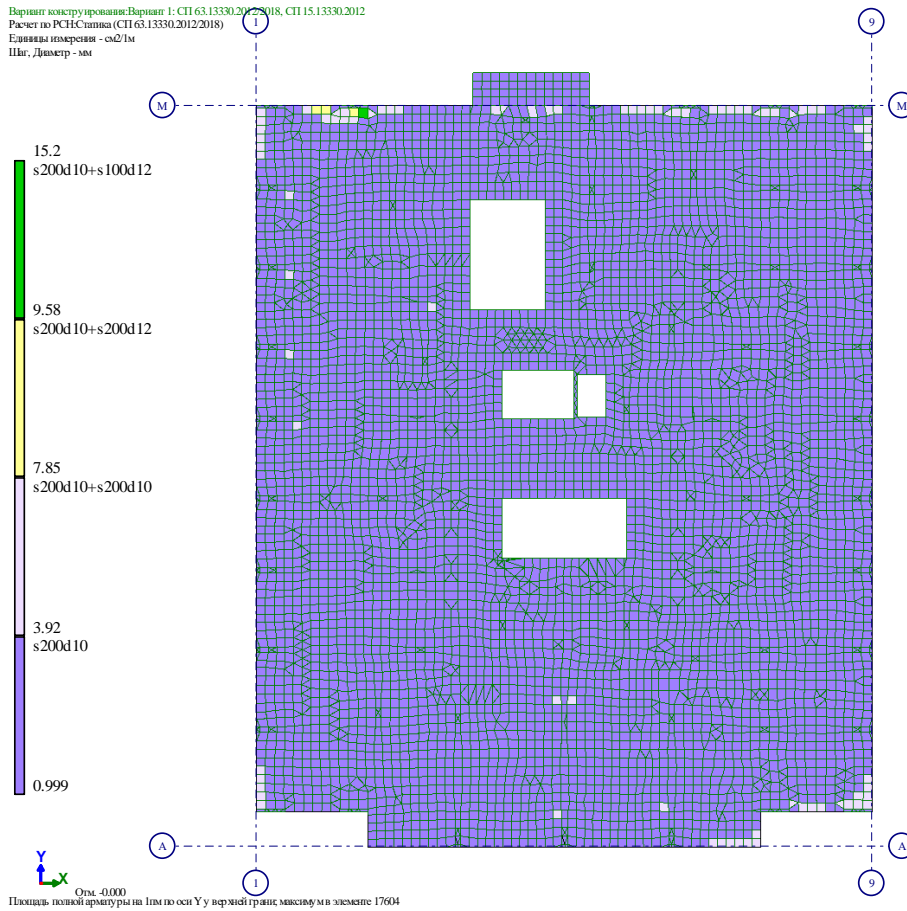
61

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 60 - Верхнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единицы измерения - см/мм  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 61 - Верхнее армирование по Y*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

62

### 1.13.3 Перекрытие типового этажа

Перекрытие типового этажа выполнено из бетона В25, рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. нижнего стержня 45 мм, верхнего – 25 мм. Толщина перекрытия – 180мм. Подбор армирования выполнен автоматически в ПК «Лира-САПР 2020» согласно СП 63.13330.2018.

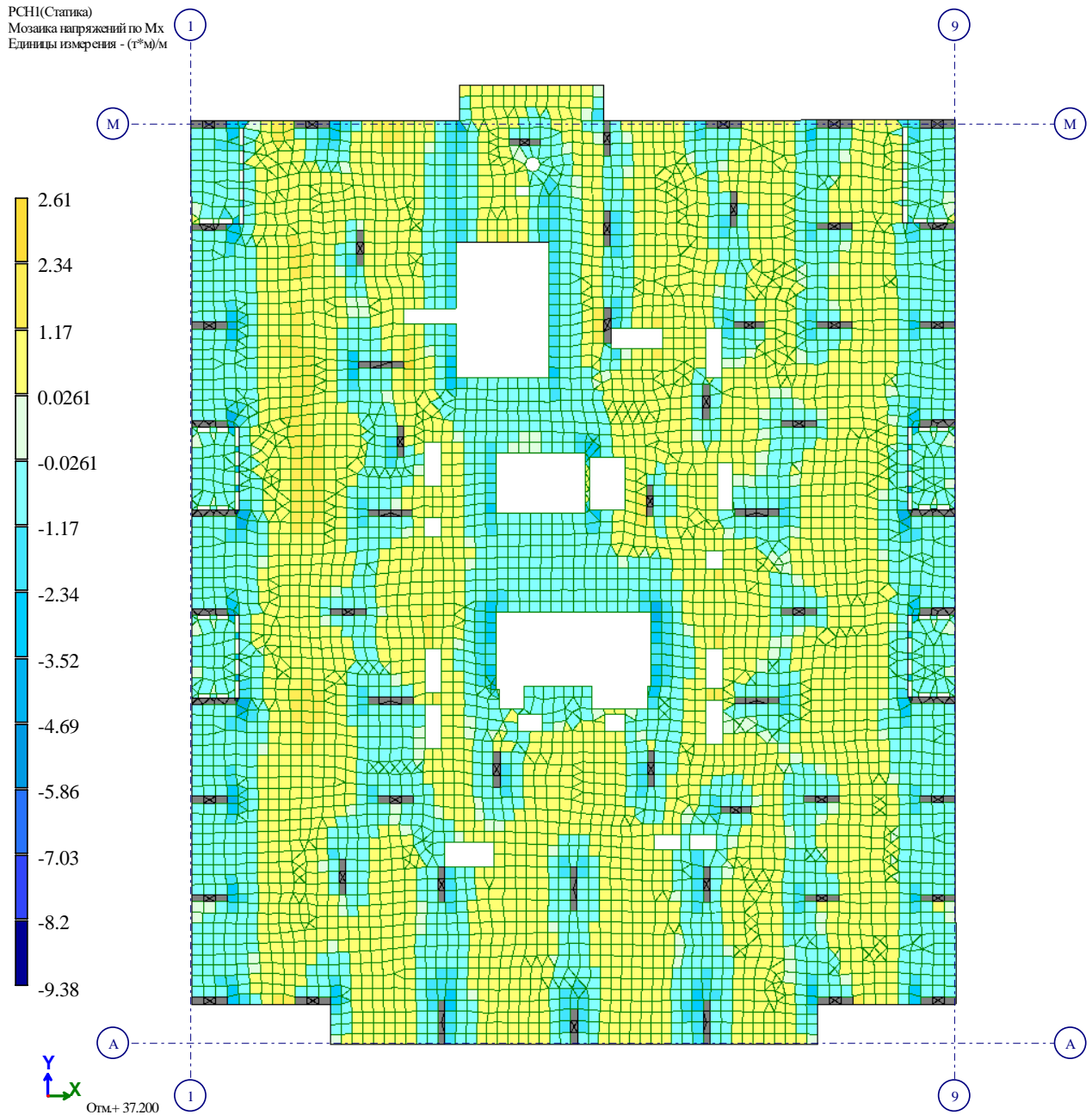


Рисунок 62 - Моменты Mx

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		63

РСН(Статив)  
Мозаика напряжений по  $M_y$   
Единица измерения - ( $1^2 \text{kg}/\text{m}^2$ )

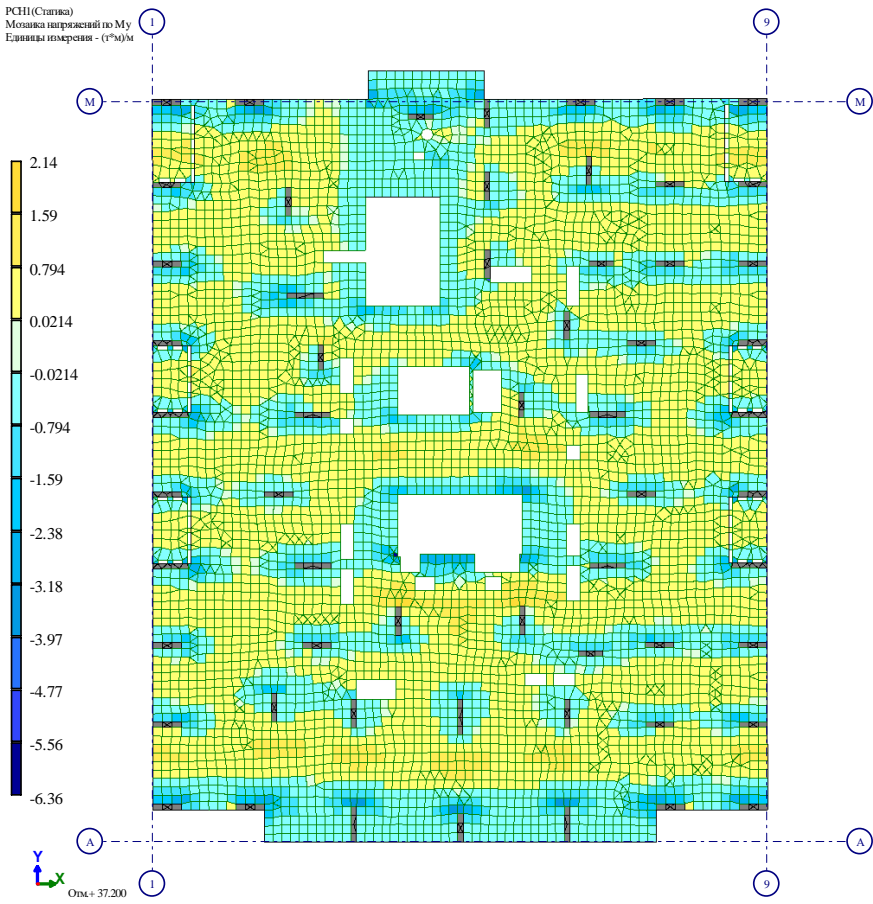


Рисунок 63 - Моменты  $M_y$

РСН(Статив)  
Мозаика напряжений по  $M_{xy}$   
Единица измерения - ( $1^2 \text{kg}/\text{m}^2$ )

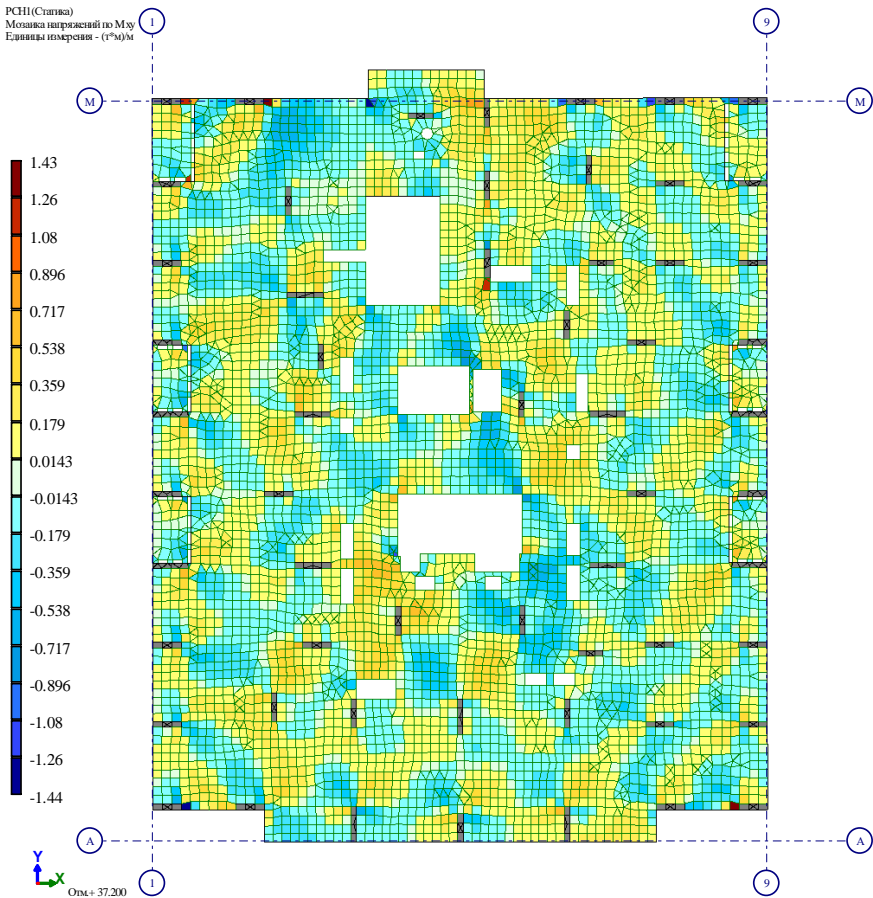


Рисунок 64 - Моменты  $M_{xy}$

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

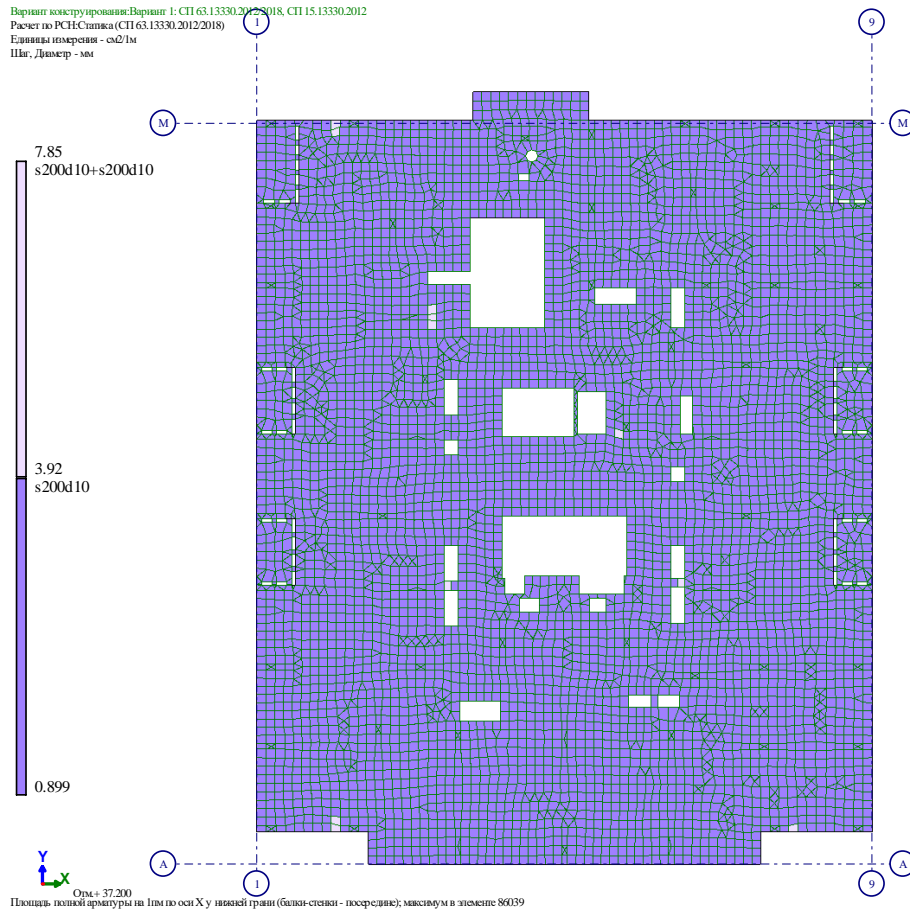
20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

64

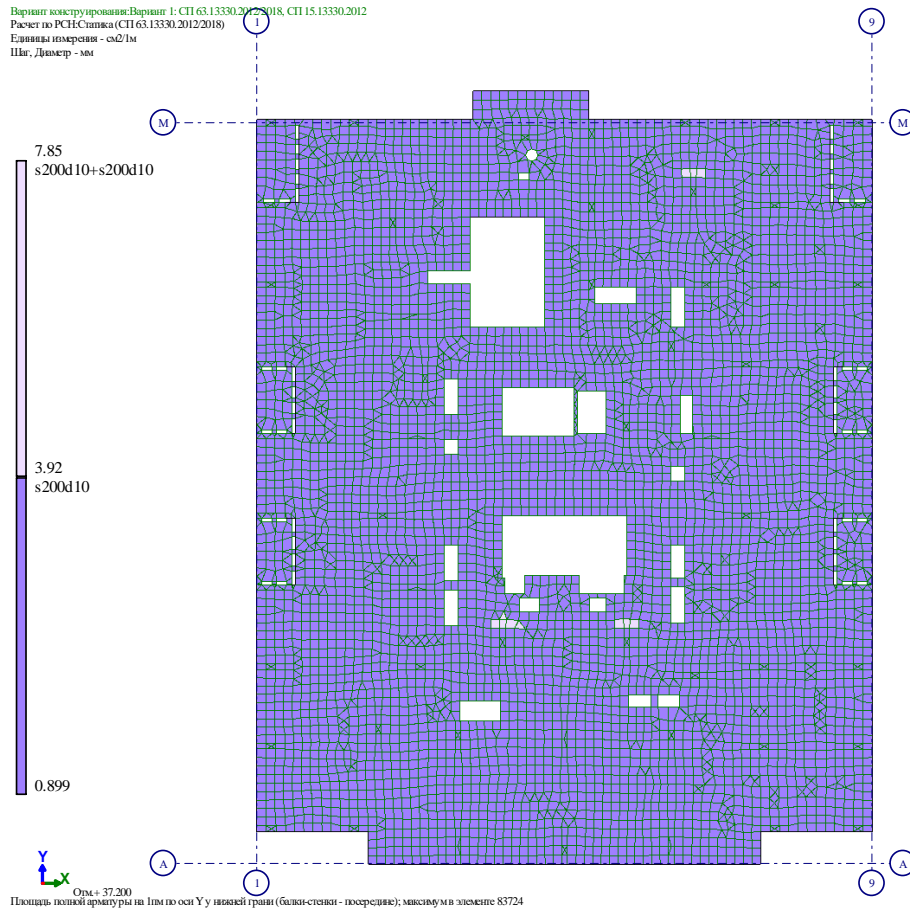


Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 65 - Нижнее армирование по X*

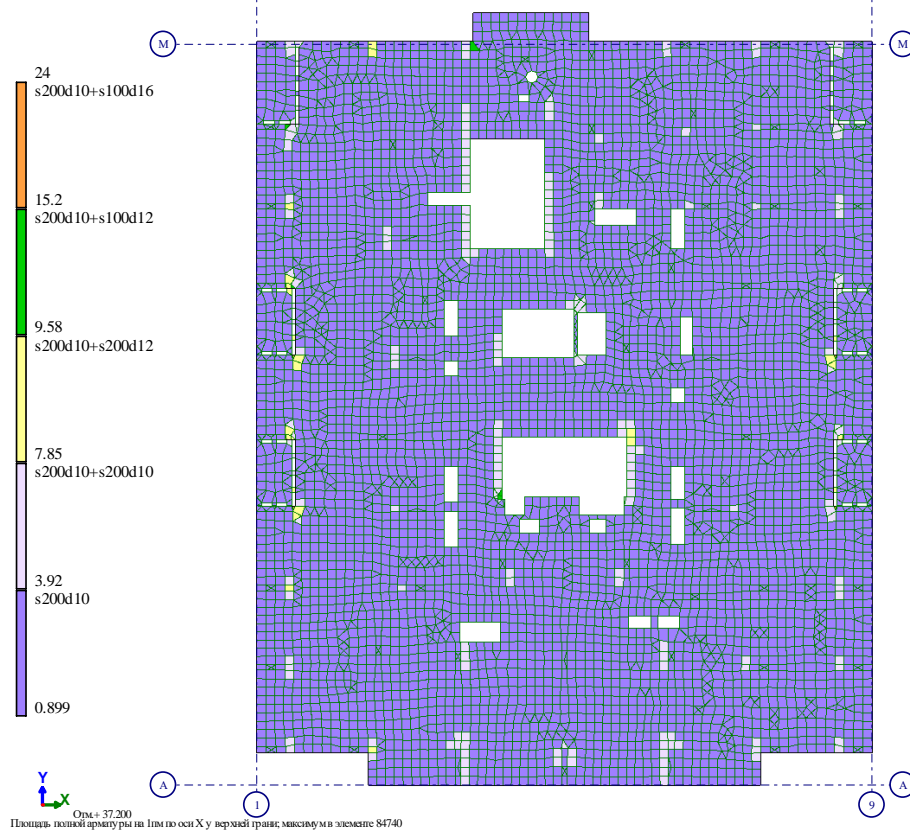
Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 66 - Нижнее армирование по Y*

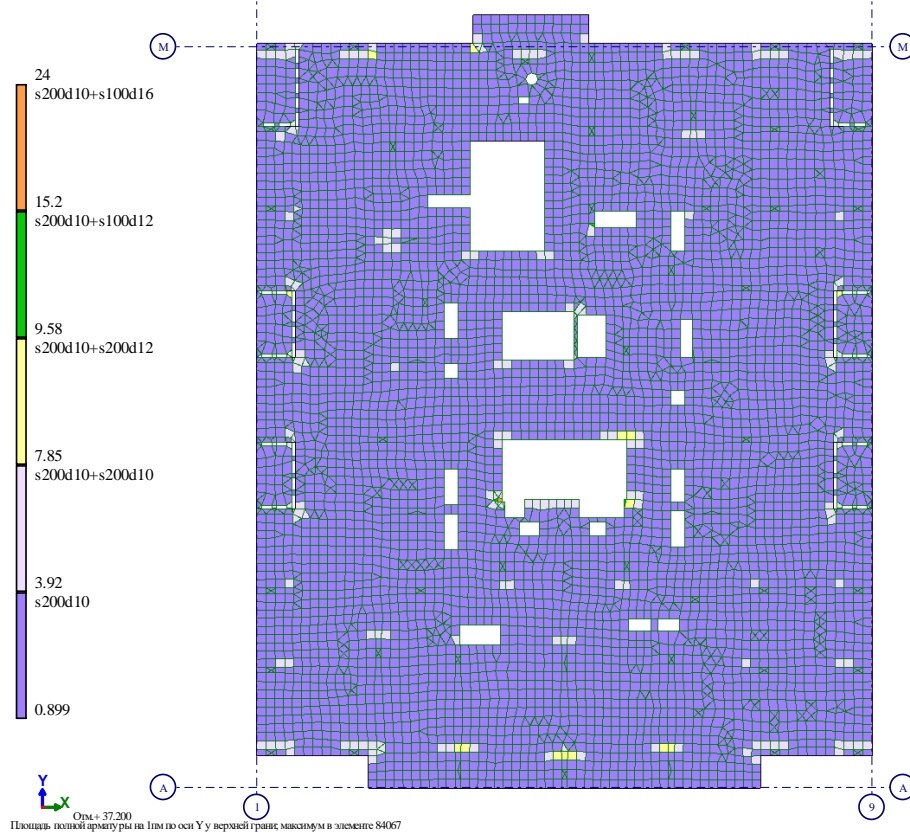
									Лист
									65
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см<sup>2</sup>/м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 67 - Верхнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см<sup>2</sup>/м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 68 - Верхнее армирование по Y*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

66

### 1.13.4 Покрытие

Покрытие выполнено из бетона В25, рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. нижнего стержня 45 мм, верхнего – 25 мм. Толщина покрытия – 180мм. Подбор армирования выполнен автоматически в ПК «Лира-САПР 2020» согласно СП 63.13330.2018.

РСН1(Статика)  
Мозаика напряжений по Мх  
Единицы измерения - (т\*м)/м

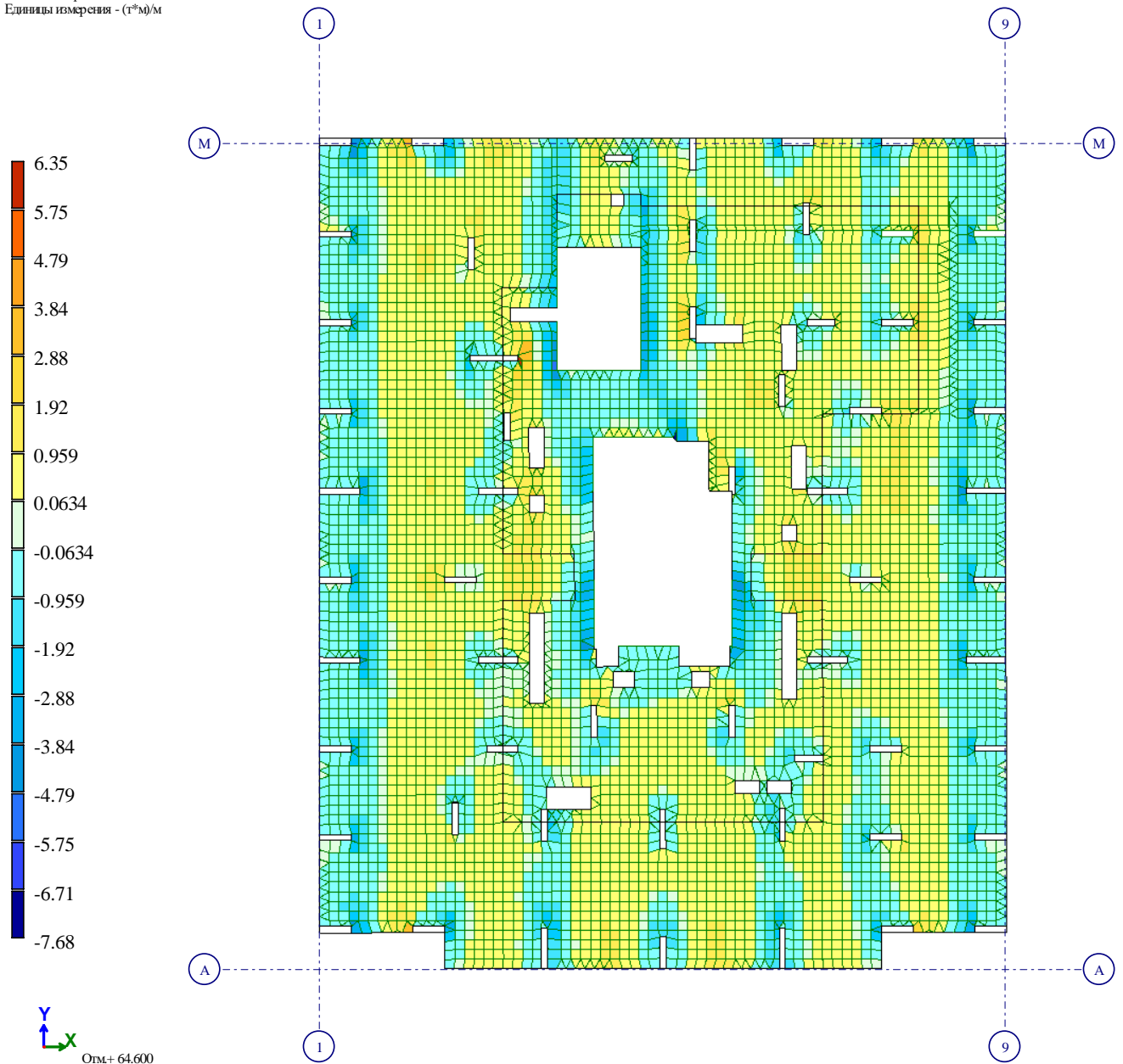


Рисунок 69 - Моменты Мх

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		67

РСН(Статив)  
 Моменты напряжений по  $M_y$   
 Единица измерения - ( $т^2/м$ )

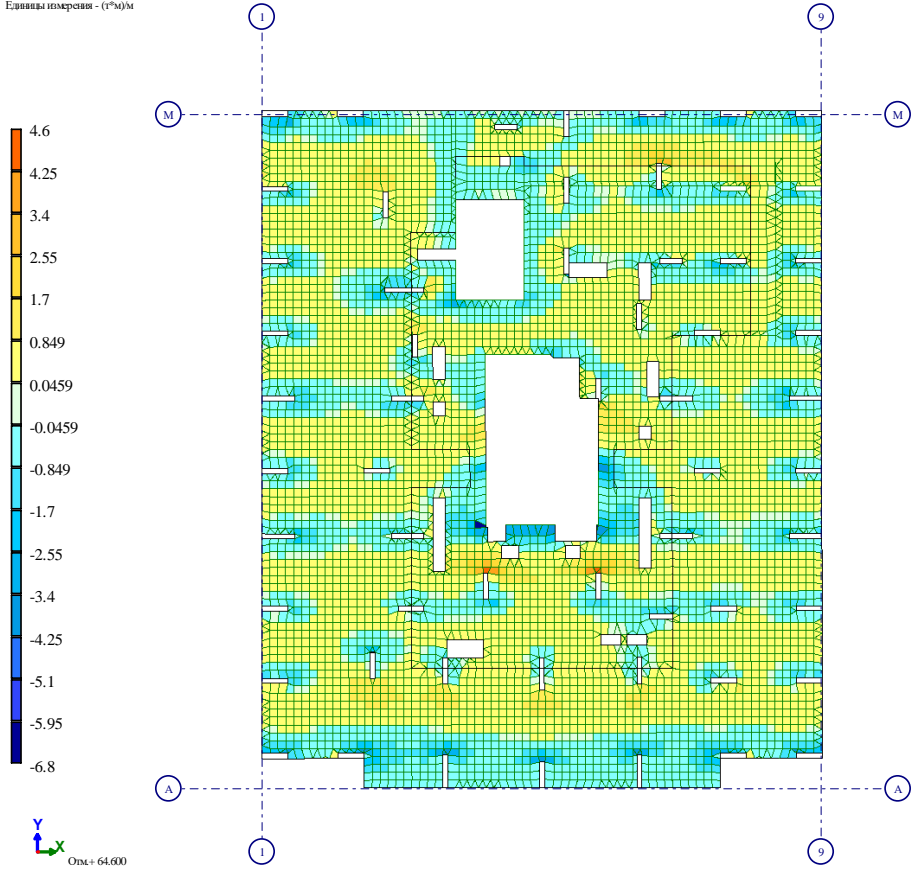


Рисунок 70 - Моменты  $M_y$

РСН(Статив)  
 Моменты напряжений по  $M_x$   
 Единица измерения - ( $т^2/м$ )

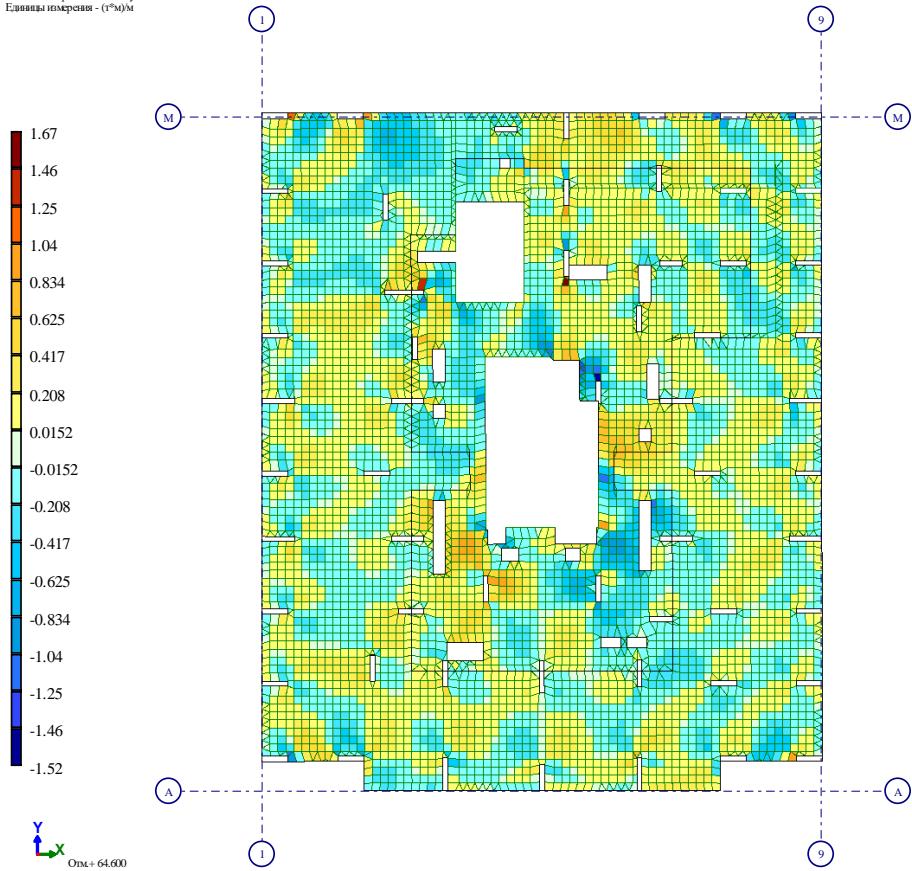


Рисунок 71 - Моменты  $M_x$

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

68

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм

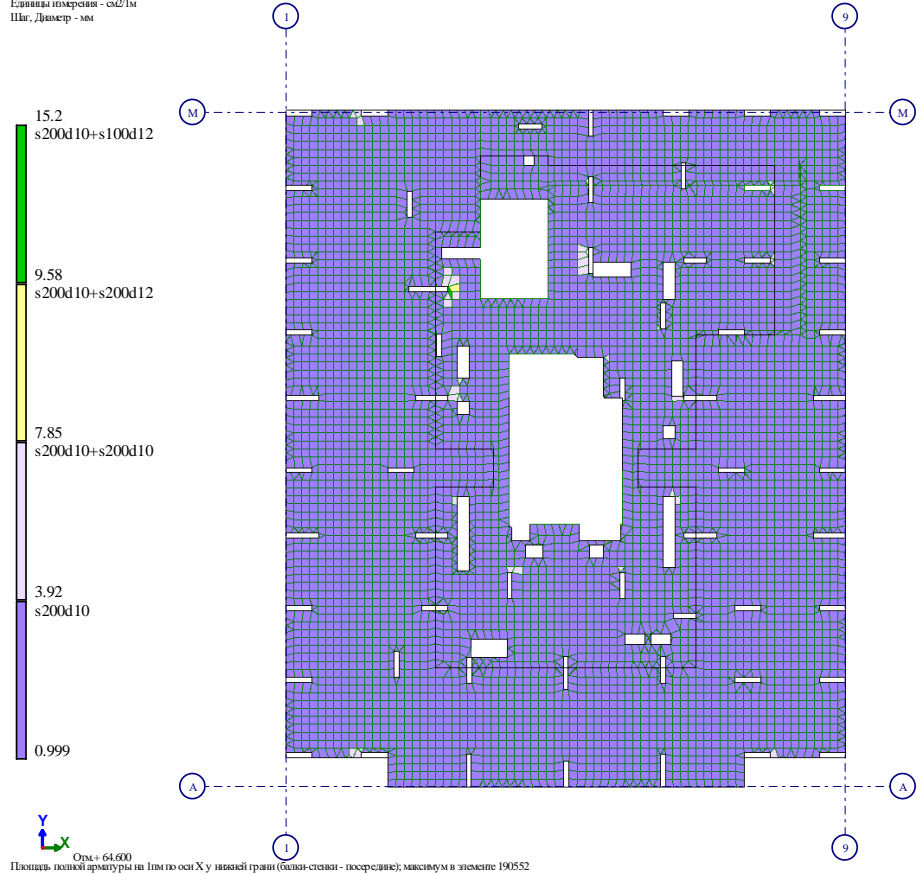


Рисунок 72 - Нижнее армирование по X

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Статика (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см/1м  
 Шаг, Диаметр - мм

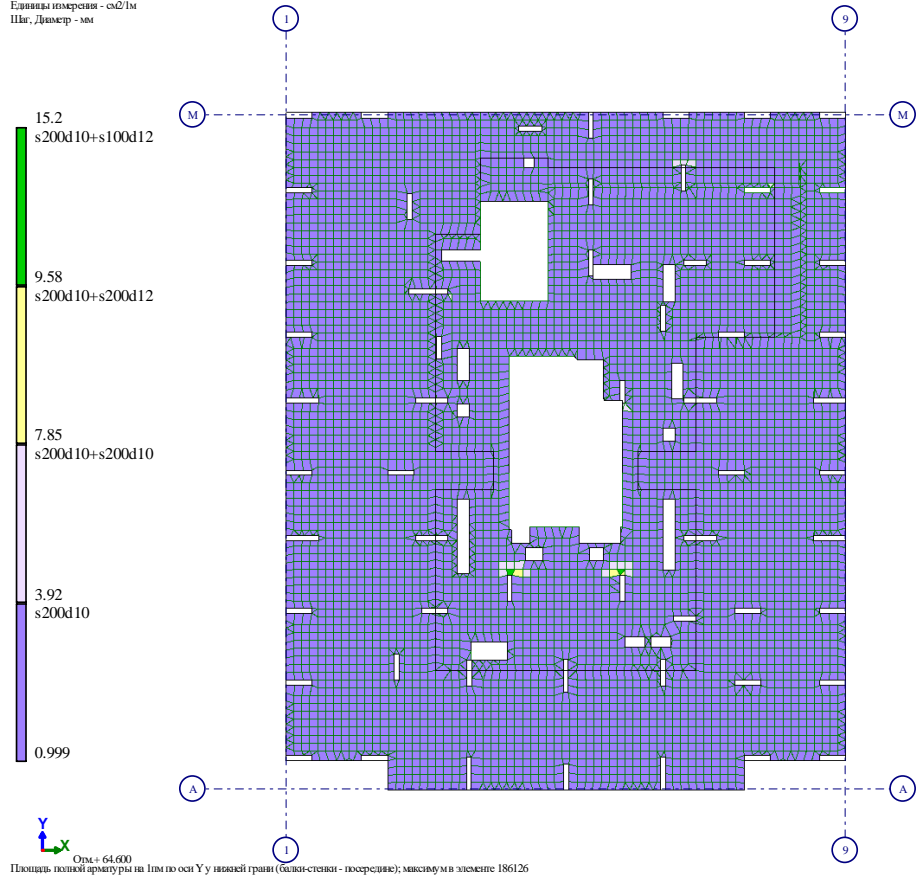
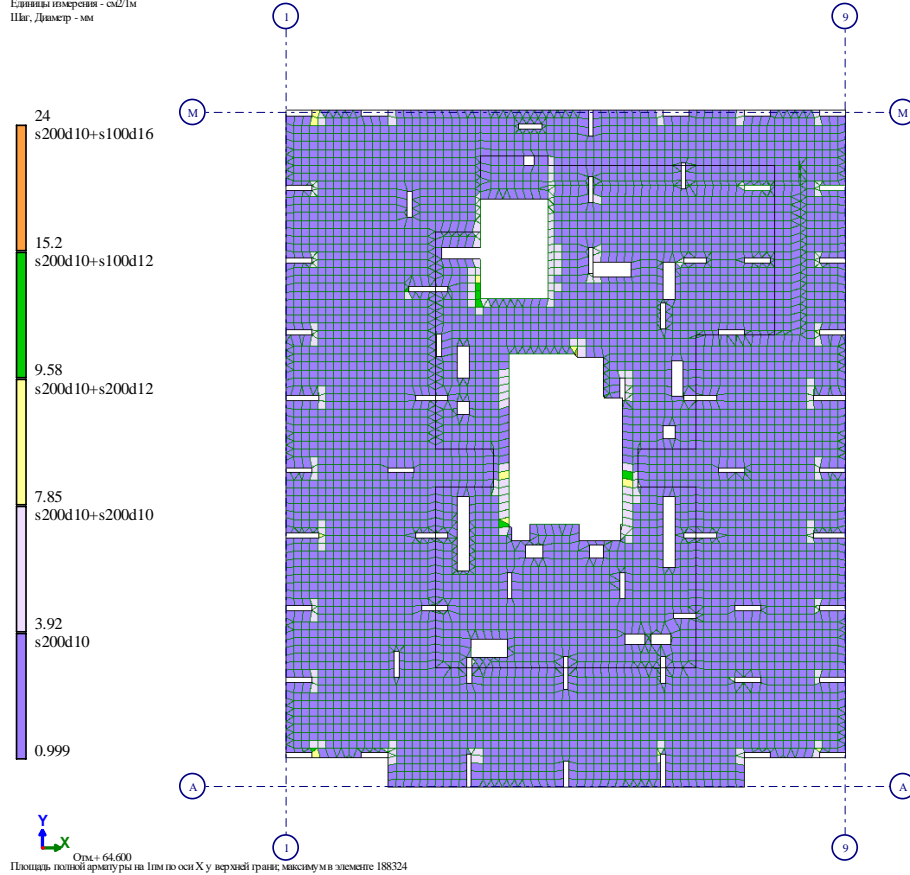


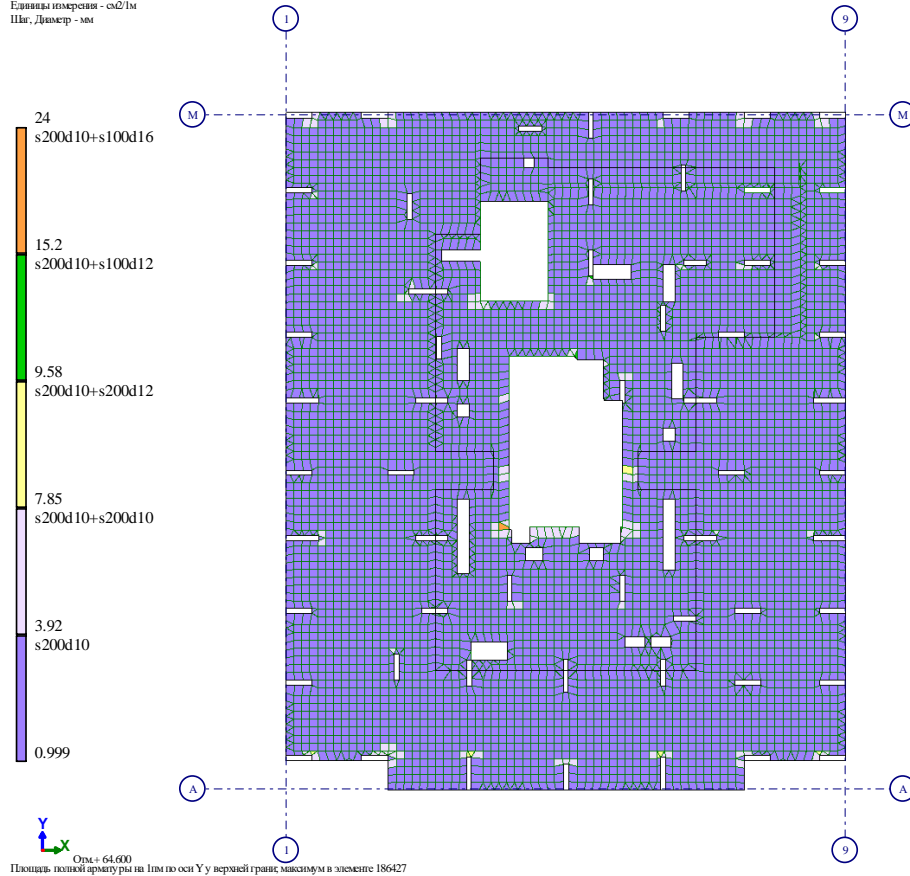
Рисунок 73 - Нижнее армирование по Y

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Ставка (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см<sup>2</sup>/м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 74 - Верхнее армирование по X*

Вариант конструирования: Вариант 1: СП 63.13330.2012/2018, СП 15.13330.2012  
 Расчет по РСН: Ставка (СП 63.13330.2012/2018)  
 Единица измерения - см<sup>2</sup>/м  
 Шаг, Диаметр - мм



*Рисунок 75 - Верхнее армирование по Y*

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

70

### 1.13.5 Расчеты на продавливание плиты перекрытия

Расчеты на продавливание выполнены для перекрытий 1–22 этажей (рабочая высота сечения  $h_0 = 180 - 30 = 150$  мм) согласно требованиям СП 63.13330.2018 (п.п.8.1.46–8.1.52)

Из расчета можно установить, что для всех участков плиты перекрытия вокруг внутренних стен армирования от продавливания не требуется и оно назначается конструктивно. Участки плиты перекрытия вокруг внутренних стен, имеющих отверстия в зоне продавливания, а так же участки вокруг наружных стен, расположенных по периметру плиты перекрытия необходимо установить поперечную арматуру с шагом 50мм на основании расчета с учетом отверстий.

**Расчет железобетонных элементов на продавливание по СП 63.13330.2012 с учетом положений научно-технического отчета ГУП НИИЖБ (договор № 709 от 01.10.2002 г.)**

#### Плита перекрытия

$b_1$ , мм	220
$a_1$ , мм	1150
$c_x$ , мм	
$c_y$ , мм	

$h$ , мм	180
$a_x$ , мм	25
$a_y$ , мм	25
$h_0$ , мм	155

	над плитой	под плитой
$F_i$ , т	348	362
$M_{xi}$ , тм	5.66	1
$M_{yi}$ , тм	2.5	-2.5
$q_i$ , т/м <sup>2</sup>	0	

$l_x$ , м	0.375
$l_y$ , м	1.305
$u$ , м	3.360
$x_0$ , м	
$y_0$ , м	
$x$ , м	
$y$ , м	
$e_{0x}$ , м	
$e_{0y}$ , м	
$A_{q1}$ , м <sup>2</sup>	0.489
$A_{q2}$ , м <sup>2</sup>	0.521
$e_{qx}$ , м	
$e_{qy}$ , м	

$N_{sup}$ , т	348.000	$M_{x,sup+int}$ , тм	6.660	$M_{y,sup+int}$ , тм	
$N_{int}$ , т	362.000	$M_{x,q}$ , тм		$M_{y,q}$ , тм	
$F_{q1}$ , т	0.209	$0.5 \cdot M_{x,loc}$ , тм	3.330	$0.5 \cdot M_{y,loc}$ , тм	
$F_q$ , т		$M_{x,F}$ , тм		$M_{y,F}$ , тм	
$F$ , т	13.791	$M_x$ , тм	3.330	$M_y$ , тм	

#### Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		$I_{bx1}$ , м <sup>3</sup>	0.0088	$I_{by1}$ , м <sup>3</sup>	0.3704
Класс	B25	$I_{bx2}$ , м <sup>3</sup>	0.0918	$I_{by2}$ , м <sup>3</sup>	0.3193
$R_{bt}$ , т/м <sup>2</sup>	107	$I_{bx}$ , м <sup>3</sup>	0.1005	$I_{by}$ , м <sup>3</sup>	0.6897
$\gamma_{b1}$	0.9	$W_{bx}^-$ , м <sup>2</sup>	0.5363	$W_{by}^-$ , м <sup>2</sup>	1.0571
$A_b$ , м <sup>2</sup>	0.5208	$W_{bx}^+$ , м <sup>2</sup>	0.5363	$W_{by}^+$ , м <sup>2</sup>	1.0571
$F_{b,ult}$ , т	50.153	$M_{bx,ult}$ , тм	8.004	$M_{by,ult}$ , тм	15.778
$F/F_{b,ult}$	0.275	$M_x/M_{bx,ult}$	0.416	$M_y/M_{by,ult}$	

0.412 < 1

Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена.

В установке поперечной арматуры нет необходимости.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

б)

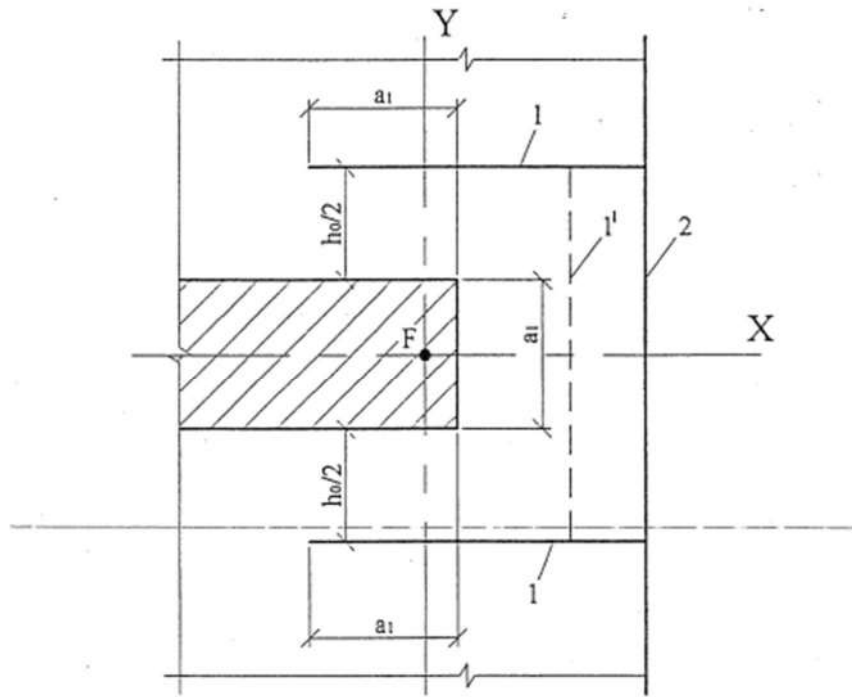


Рис. 9.1. Схемы для расчета железобетонных плит на продавливание около стен, расположенных внутри площади плит (а), у края плиты (б)

- 1 - контур расчетного поперечного сечения;
- 1' - второй вариант расположения контура расчетного поперечного сечения;
- 2 - край плиты.

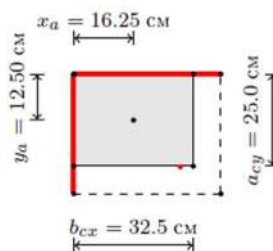
Рисунок 76 Схема расчета торца стены

**Расчет на продавливание (колонна на углу плиты)**

**Допущения и предпосылки.** Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2012 п.8.1.46 - 8.1.50. Рассматривается случай, когда поперечная арматура расположена равномерно вдоль расчетного контура продавливания. Присутствуют изгибающие моменты. Зона передачи усилия  $F$  прямоугольная с размерами  $a_{cy} \times b_{cx}$  и находится на углу плоского элемента.

**Исходные данные.**  $F = -8.50 \cdot 10^3$  кг (сверху вниз),  $M_x = 0/2 = 0$  кг · см,  $M_y = 5.00 \cdot 10^5/2 = 2.50 \cdot 10^5$  кг · см,  $a = 3.0$  см,  $h = 18.0$  см,  $h_0 = 15.0$  см,  $a_{cy} = 25.0$  см,  $b_{cx} = 32.5$  см, бетон класса В25,  $\gamma_{bt} = 0.90$ ,  $R_{bt} = 10.71 \cdot 0.90 = 9.64$  кг/см<sup>2</sup>, арматура класса А500,  $A_{sw} = 0.00$  см<sup>2</sup>,  $s_w = 10.0$  см,  $R_{sw} = 3059$  кг/см<sup>2</sup>,  $x_a = 16.25$  см,  $y_a = 12.50$  см.

**Расчет.**



Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------



Геометрические характеристики контура продавливания.

$$L_x = x_a + b_{cx}/2 + h_0/2 = 16.25 + 32.5/2 + 15.0/2 = 40.0 \text{ см}$$

$$L_y = y_a + a_{cy}/2 + h_0/2 = 12.50 + 25.0/2 + 15.0/2 = 32.5 \text{ см}$$

$$u = L_x + L_y = 40.0 + 32.5 = 72.5 \text{ см}, \quad A_b = uh_0 = 72.5 \cdot 15.0 = 1087.5 \text{ см}^2$$

$$S_x = L_x \left( \frac{L_x}{2} - x_a \right) + L_y \frac{b_{cx} + h_0}{2} = 40.0 \left( \frac{40.0}{2} - 16.25 \right) + 32.5 \frac{32.5 + 15.0}{2} = 921.9 \text{ см}^2$$

$$S_y = L_y \left( y_a - \frac{L_y}{2} \right) - L_x \frac{a_{cy} + h_0}{2} = 32.5 \left( 12.50 - \frac{32.5}{2} \right) - 40.0 \frac{25.0 + 15.0}{2} = -921.9 \text{ см}^2$$

$$x_c = \frac{S_x}{u} = \frac{921.9}{72.5} = 12.72 \text{ см}, \quad y_c = \frac{S_y}{u} = \frac{-921.9}{72.5} = -12.72 \text{ см}$$

$$I_{bx} = \frac{L_x^3}{12} + L_x (x_a + x_c - L_x/2)^2 + L_y (L_x - x_a - x_c)^2 =$$

$$= \frac{40.0^3}{12} + 40.0 (16.25 + 12.72 - 40.0/2)^2 + 32.5 (40.0 - 16.25 - 12.72)^2 = 12506 \text{ см}^3$$

$$I_{by} = \frac{L_y^3}{12} + L_y (y_a - y_c - L_y/2)^2 + L_x (L_y - y_a + y_c)^2 =$$

$$= \frac{32.5^3}{12} + 32.5 (12.50 - (-12.72) - 32.5/2)^2 + 40.0 (32.5 - 12.50 + (-12.72))^2 = 7596 \text{ см}^3$$

Моменты сопротивления для наиболее удаленных точек  $x_{max} = 28.97 \text{ см}$ ,  $y_{max} = 25.22 \text{ см}$ .

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{x_{max}} = \frac{12506}{28.97} = 432 \text{ см}^2, \quad W_{by} = \frac{I_{by}}{y_{max}} = \frac{7596}{25.22} = 301 \text{ см}^2$$

Учет эксцентриситета приложения продавливающего усилия.

$$M_x = |M_x + Fx_c| = |0 + (-8.50 \cdot 10^3) \cdot 12.72| = 1.08 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_y = |M_y + Fy_c| = |2.50 \cdot 10^5 + (-8.50 \cdot 10^3) \cdot (-12.72)| = 3.58 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$F = |F| = |-8.50 \cdot 10^3| = 8.50 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Вычисление компонентов предельной несущей способности.

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b = 9.64 \cdot 1087.5 = 10.48 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

$$M_{bx,ult} = R_{bt} W_{bx} h_0 = 9.64 \cdot 432 \cdot 15.0 = 0.62 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_{by,ult} = R_{bt} W_{by} h_0 = 9.64 \cdot 301 \cdot 15.0 = 0.44 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 3059 \cdot 0.00 / 10.0 = 0.00 \text{ кг/см}$$

$$F_{sw,ult} = 0.8 q_{sw} u = 0.8 \cdot 0.00 \cdot 72.5 = 0.0002 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Условие  $F_{sw,ult} = 0.0002 \cdot 10^3 \text{ кг} \not\geq 0.25 F_{b,ult} = 0.25 \cdot 10.48 \cdot 10^3 = 2.62 \cdot 10^3 \text{ кг}$  не выполняется, поэтому поперечная арматура не учитывается. Принимается  $q_{sw} = 0 \text{ кг/см}$ ,  $F_{sw,ult} = 0 \text{ кг}$ .

Условие  $F_{sw,ult} = 0 \text{ кг} \leq F_{b,ult} = 10.48 \cdot 10^3 \text{ кг}$  выполняется.

$$F_{ult} = F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 10.48 \cdot 10^3 + 0 = 10.48 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

$$W_{sw,x} = W_{bx} = 432 \text{ см}^2, \quad W_{sw,y} = W_{by} = 301 \text{ см}^2$$

$$M_{sw,x,ult} = 0.8 q_{sw} W_{sw,x} = 0.8 \cdot 0 \cdot 432 = 0 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_{sw,y,ult} = 0.8 q_{sw} W_{sw,y} = 0.8 \cdot 0 \cdot 301 = 0 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Условие  $M_{sw,x,ult} = 0 \text{ кг} \cdot \text{см} \leq M_{bx,ult} = 0.62 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$  выполняется.

Условие  $M_{sw,y,ult} = 0 \text{ кг} \cdot \text{см} \leq M_{by,ult} = 0.44 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$  выполняется.

$$M_{x,ult} = M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult} = 0.62 \cdot 10^5 + 0 = 0.62 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_{y,ult} = M_{by,ult} + M_{sw,y,ult} = 0.44 \cdot 10^5 + 0 = 0.44 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$\frac{M_x}{M_{x,ult}} + \frac{M_y}{M_{y,ult}} = \frac{1.08 \cdot 10^5}{0.62 \cdot 10^5} + \frac{3.58 \cdot 10^5}{0.44 \cdot 10^5} = 9.956 \not\leq \frac{F}{2F_{ult}} = \frac{8.50 \cdot 10^3}{2 \cdot 10.48 \cdot 10^3} = 0.406$$

$$\frac{M_x}{M_{x,ult}} + \frac{M_y}{M_{y,ult}} = 0.406$$

$$\frac{F}{F_{ult}} + \frac{M_x}{M_{x,ult}} + \frac{M_y}{M_{y,ult}} = \frac{8.50 \cdot 10^3}{10.48 \cdot 10^3} + 0.406 = 1.217 \not\leq 1$$

**Вывод.** Прочность не обеспечена.

### 1.13.6 Расчеты на продавливание фундаментной плиты

Для фундаментной плиты расчет на продавливание необходим только для стен, расположенных вне подвальных стен. Расчет выполнен без учета разгружающего действия грунта, внутри контура продавливания.

**Расчет железобетонных элементов на продавливание по СП 63.13330.2012 с учетом положений научно-технического отчета ГУП НИИЖБ (договор № 709 от 01.10.2002 г.)**

#### Фундаментная плита

Сечение колонны

b <sub>1</sub> , мм	220
a <sub>1</sub> , мм	1150
c <sub>x</sub> , мм	
c <sub>y</sub> , мм	

Сечение плиты

h, мм	1000
a <sub>x</sub> , мм	50
a <sub>y</sub> , мм	70
h <sub>0</sub> , мм	940

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F <sub>i</sub> , т	367	0
M <sub>xi</sub> , тм	60	0
M <sub>yi</sub> , тм	15	0
q <sub>i</sub> , т/м <sup>2</sup>		

Расчетный контур

внутри площади плиты

l <sub>x</sub> , м	1.160
l <sub>y</sub> , м	2.090
u, м	6.500
x <sub>0</sub> , м	
y <sub>0</sub> , м	
x, м	
y, м	
e <sub>0x</sub> , м	
e <sub>0y</sub> , м	
A <sub>q1</sub> , м <sup>2</sup>	2.424
A <sub>q</sub> , м <sup>2</sup>	6.363
e <sub>qx</sub> , м	
e <sub>qy</sub> , м	

Нагрузки на расчетный контур

N <sub>sup</sub> , т	367.000	M <sub>x, sup+int</sub> , тм	60.000	M <sub>y, sup+int</sub> , тм	15.000
N <sub>int</sub> , т		M <sub>x, q</sub> , тм		M <sub>y, q</sub> , тм	
F <sub>q1</sub> , т	6.267	0.5 · M <sub>x, loc</sub> , тм	30.000	0.5 · M <sub>y, loc</sub> , тм	7.500
F <sub>q</sub> , т		M <sub>x, F</sub> , тм		M <sub>y, F</sub> , тм	
F, т	373.267	M <sub>x</sub> , тм	30.000	M <sub>y</sub> , тм	7.500

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I <sub>bx1</sub> , м <sup>3</sup>	0.2601	I <sub>by1</sub> , м <sup>3</sup>	1.5216
Класс	B25	I <sub>bx2</sub> , м <sup>3</sup>	1.4062	I <sub>by2</sub> , м <sup>3</sup>	2.5335
R <sub>bt</sub> , т/м <sup>2</sup>	107	I <sub>bx</sub> , м <sup>3</sup>	1.6663	I <sub>by</sub> , м <sup>3</sup>	4.0551
γ <sub>b1</sub>	0.9	W <sup>-</sup> <sub>bx</sub> , м <sup>2</sup>	2.8729	W <sup>-</sup> <sub>by</sub> , м <sup>2</sup>	3.8804
A <sub>b</sub> , м <sup>2</sup>	6.1100	W <sup>+</sup> <sub>bx</sub> , м <sup>2</sup>	2.8729	W <sup>+</sup> <sub>by</sub> , м <sup>2</sup>	3.8804
F <sub>b, ult</sub> , т	588.393	M <sub>bx, ult</sub> , тм	260.064	M <sub>by, ult</sub> , тм	351.265
F/F <sub>b, ult</sub>	0.634	M <sub>x</sub> /M <sub>bx, ult</sub>	0.115	M <sub>y</sub> /M <sub>by, ult</sub>	0.021

0.771 < 1

Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена.

В установке поперечной арматуры нет необходимости.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

### 1.13.7 Стены

Стены выполнены из бетона В30 (до 5-го этажа включительно), рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. стержня 45 мм. Толщина стен – 220мм. Подбор армирования выполнен автоматически в ПК «Лира-САПР 2020» согласно СП 63.13330.2018. Ниже представлены схемы армирования только нижних пяти этажей, как наиболее нагруженных в схеме здания.

РСН1(Статика)  
Мозаика напряжений по Ny  
Единицы измерения - т/м2

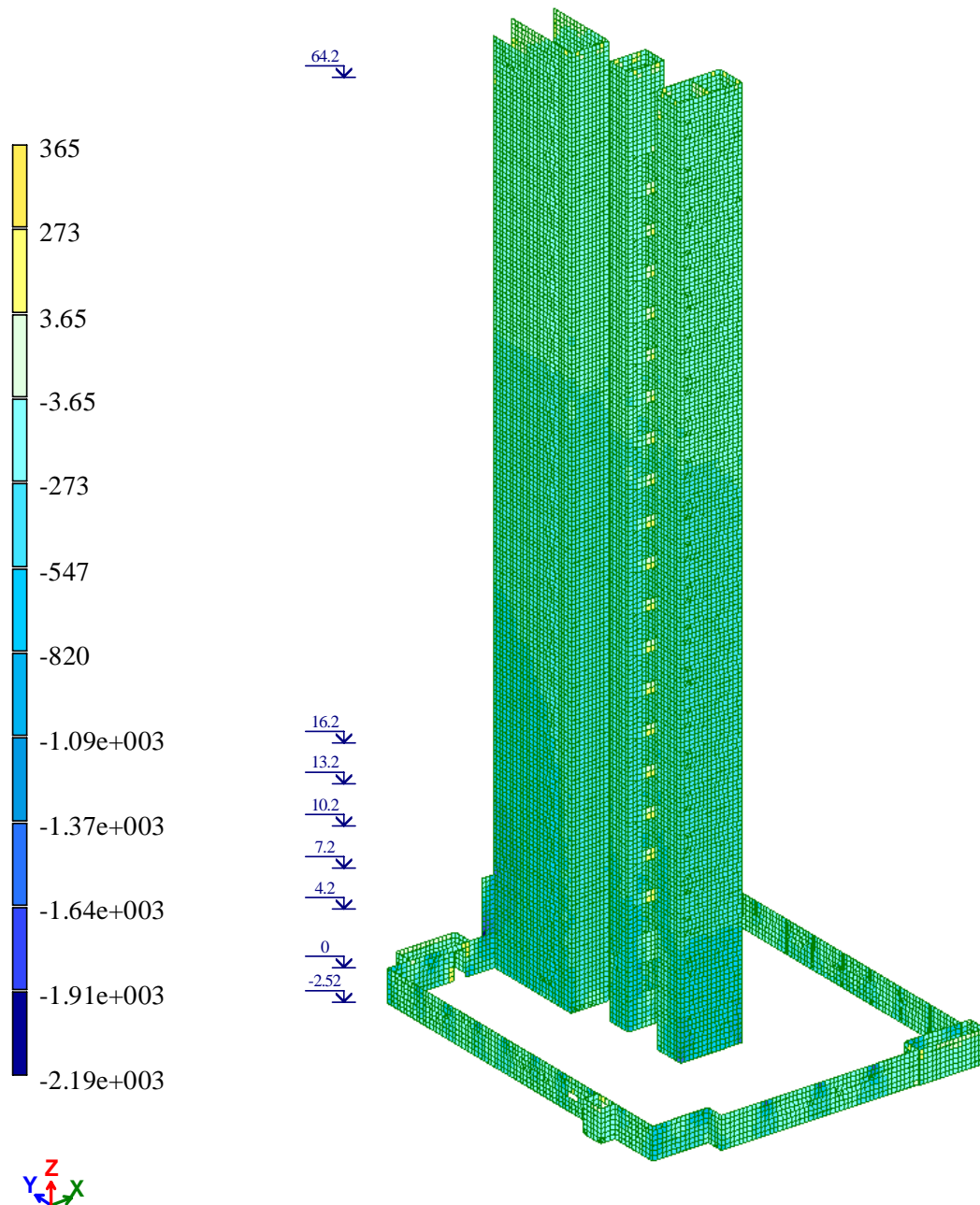


Рисунок 77 - Вертикальная нагрузка

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по Mx  
Единицы измерения - (кг\*м)/м

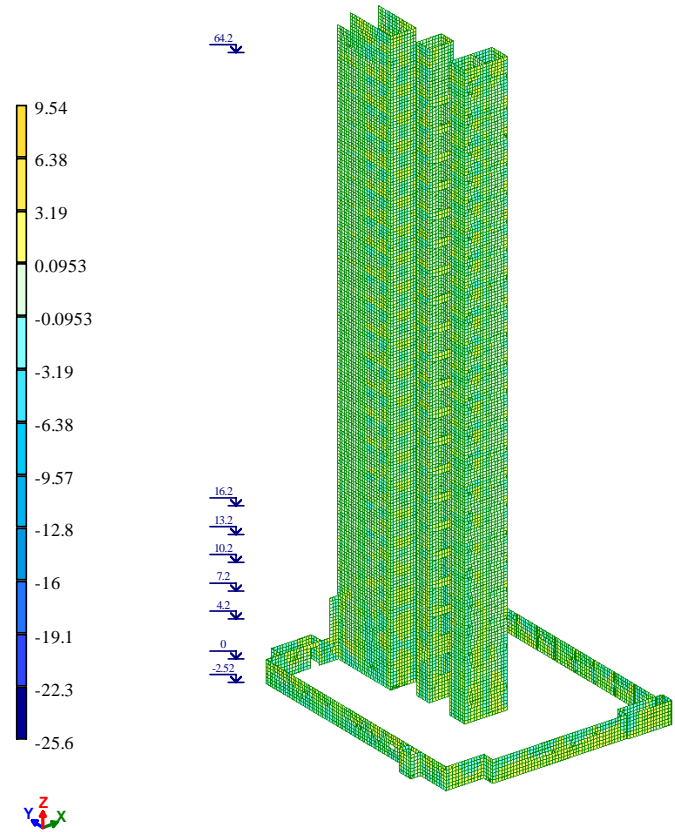


Рисунок 78 - Моменты Mx

РСН(Статика)  
Мозаика напряжений по My  
Единицы измерения - (кг\*м)/м

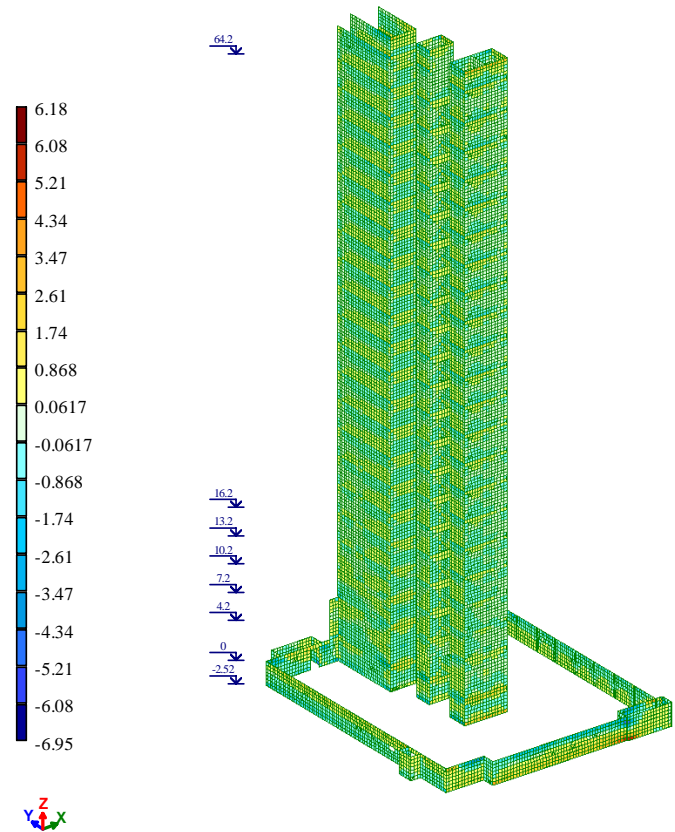
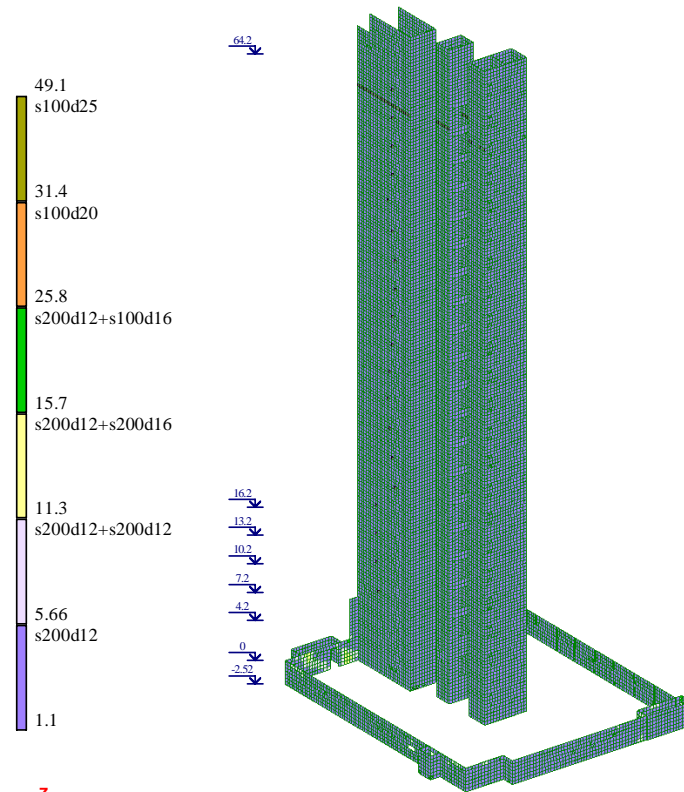
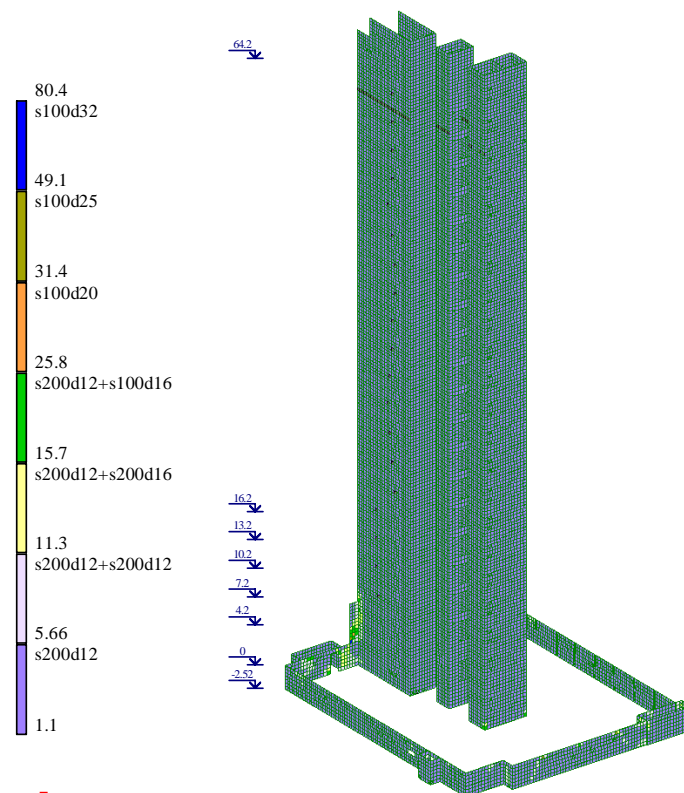


Рисунок 79 - Моменты My



Площадь полной арматуры на 1 м по оси X у нижней грани (балка-стенка - посередине); максимум в элементе 178348

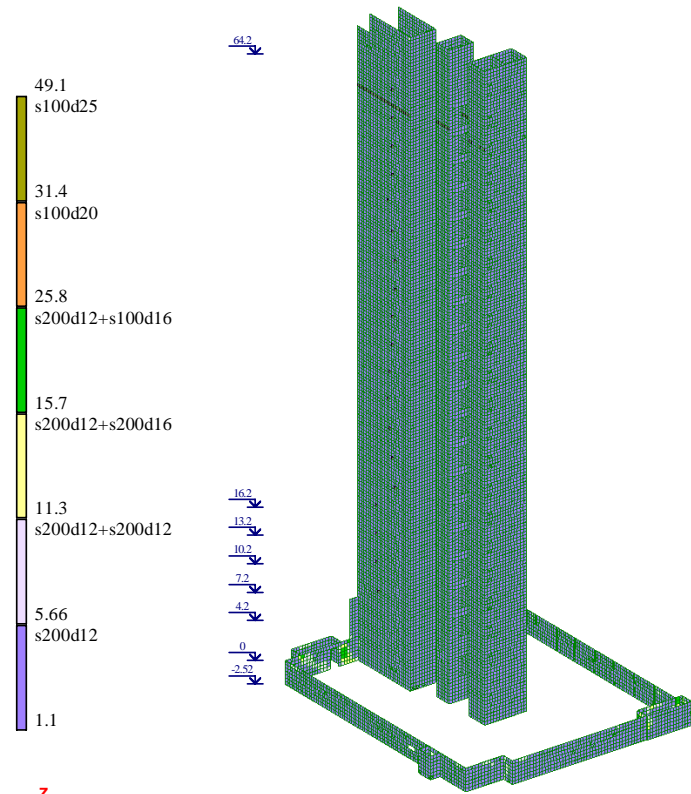
*Рисунок 80 - Нижнее армирование по X*



Площадь полной арматуры на 1 м по оси Y у нижней грани (балка-стенка - посередине); максимум в элементе 12343

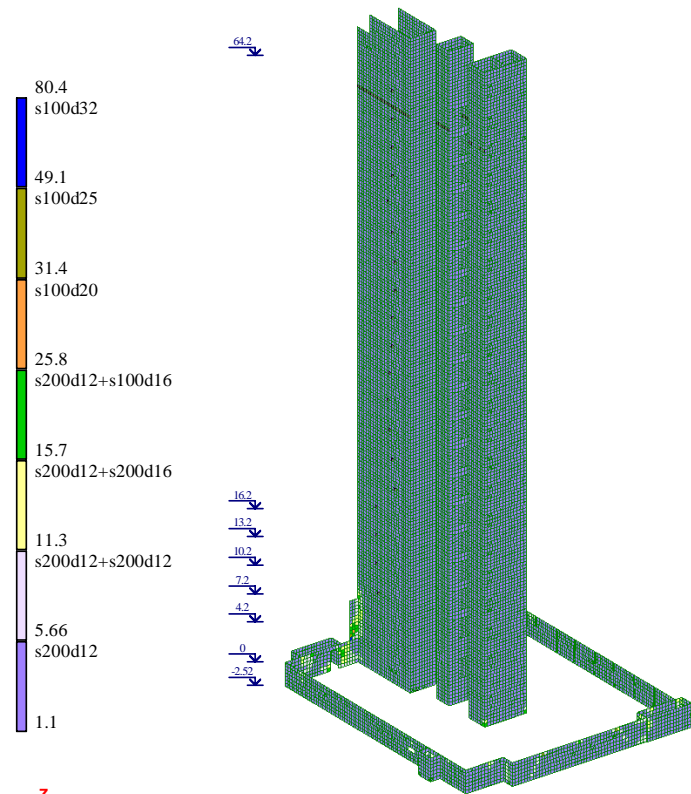
*Рисунок 81 - Нижнее армирование по Y*

									Лист
									77
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р				



Площадь полной арматуры на 1 м по оси X у верхней грани, максимум в элементе 190403

*Рисунок 82 - Верхнее армирование по X*



Площадь полной арматуры на 1 м по оси Y у верхней грани, максимум в элементе 12343

*Рисунок 83 - Верхнее армирование по Y*

### 1.13.8 Пилоны здания

Пилоны выполнены из бетона В30 (до 5-го этажа включительно), рабочая арматура – А500С, расстояние до ц.т. стержня 45 мм. Толщина наружных стен – 250 мм, внутренних – 220 мм. Подбор армирования выполнен с учетом совместного действия изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил согласно СП 63.13330.2018.

РСН1(Статика)  
Мозайка N  
Единицы измерения - т

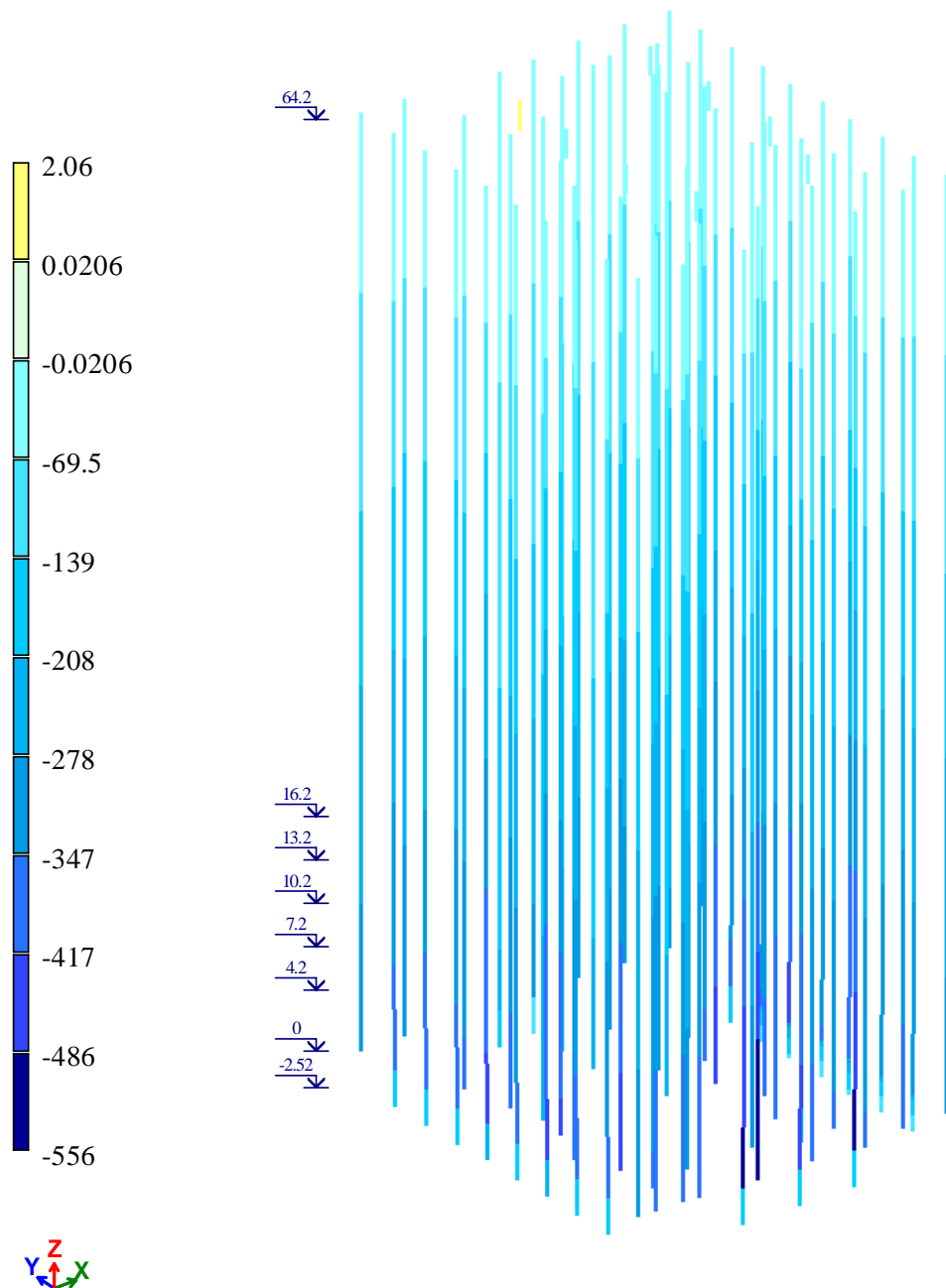


Рисунок 84 - Вертикальная нагрузка

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		79

РСН(Статика)  
Мозаика Мз  
Единицы измерения - т\*м

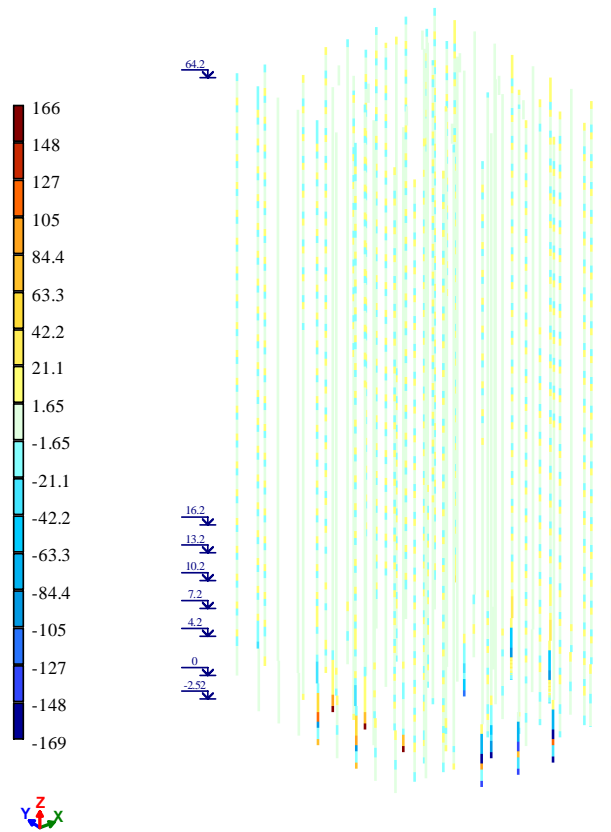


Рисунок 85 - Моменты Mz

РСН(Статика)  
Мозаика Му  
Единицы измерения - т\*м

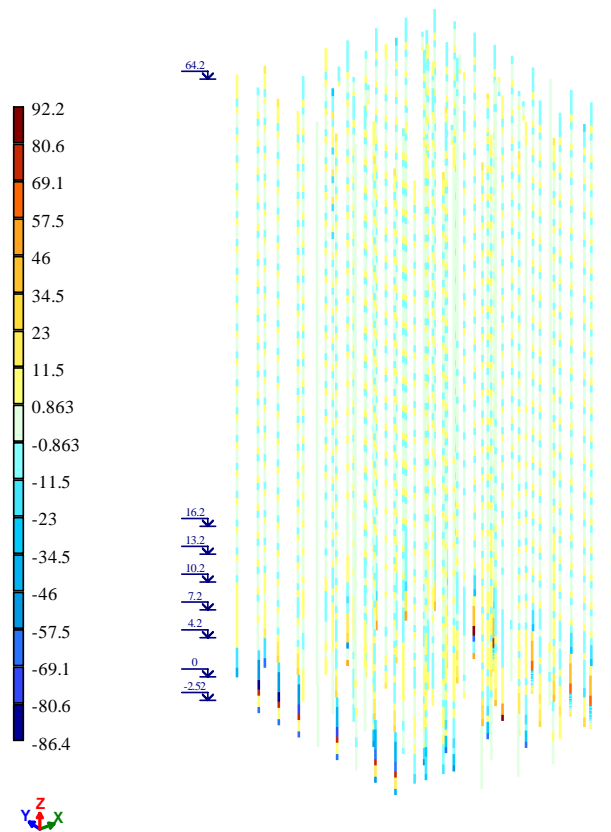
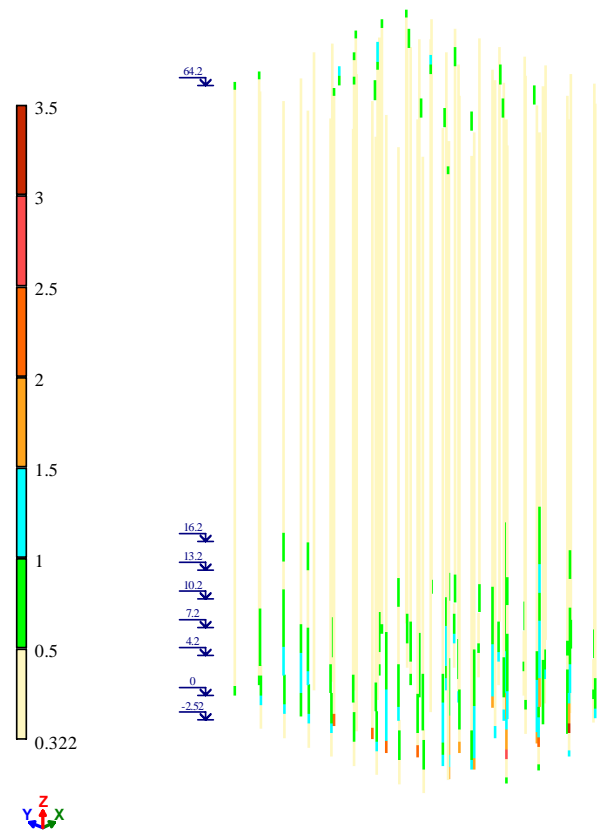


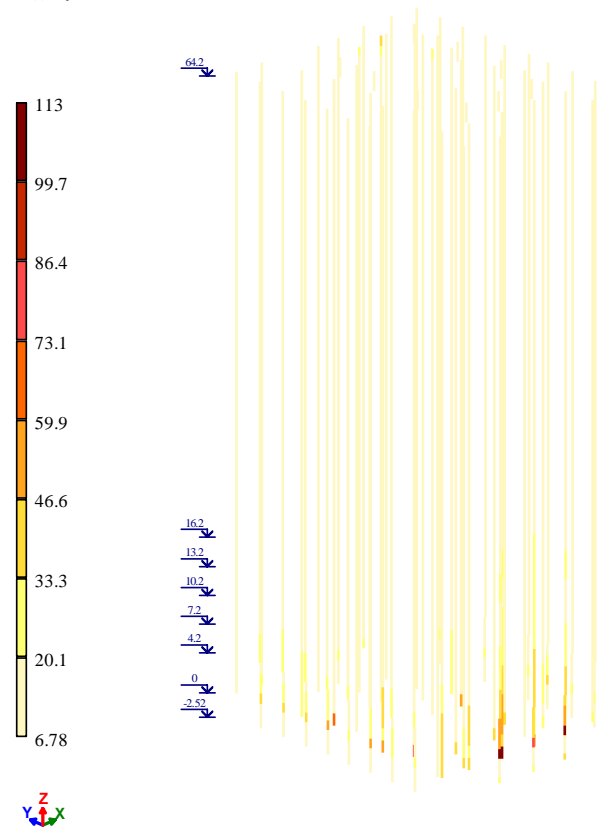
Рисунок 86 - Моменты Mu





Процент армирования (Площадь полной арматуры / Симметричное армирование). Максимум 3.21 в элементе 37.

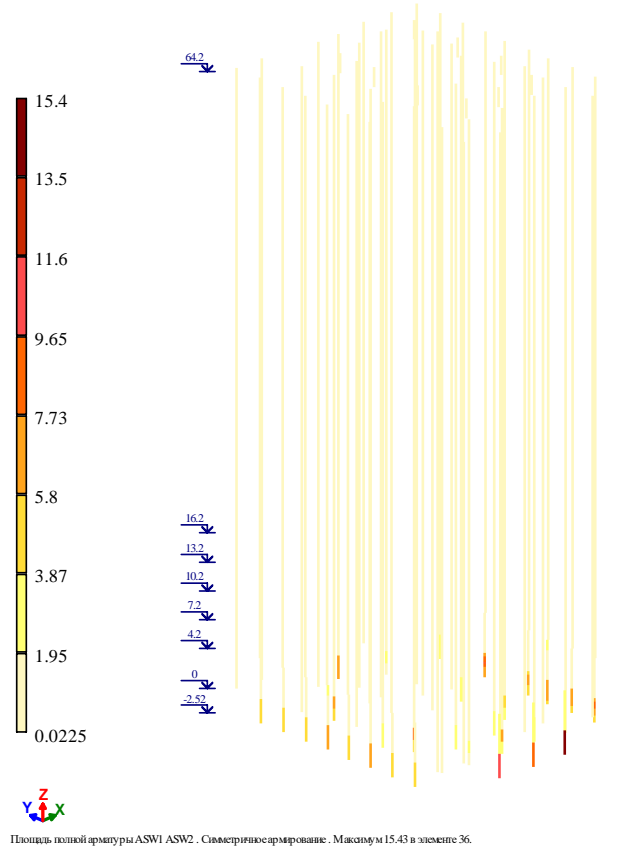
**Рисунок 87 - Процент армирования**



Площадь полной арматуры: AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4. Симметричное армирование. Максимум 112.94 в элементе 37.

**Рисунок 88 - Площадь вертикальной арматуры в сечении**

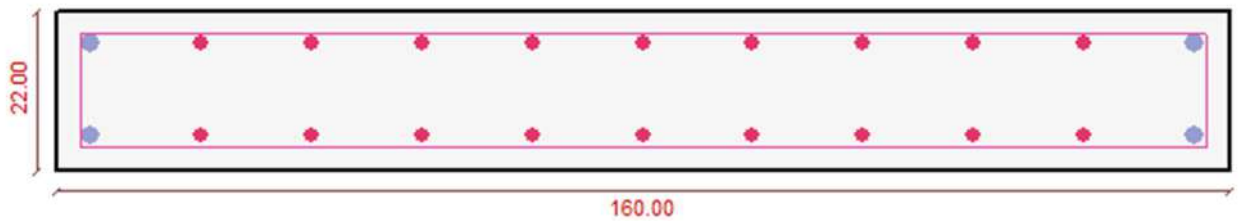
					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		81



*Рисунок 89 - Поперечное армирование*

**1.13.9 Проверка несущей способности пилона в осях Б/А-Б с учетом снижения полезной нагрузки и огнестойкости**

Проверочный расчет выполнен в ЛИРА-АРМ.

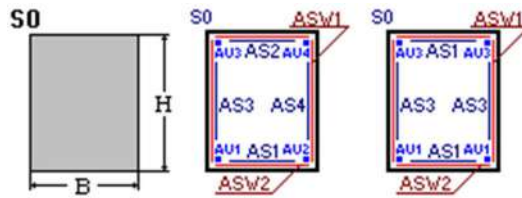


*Рисунок 90 - Армирование пилона*

ЛАРМ-САПР 2020 - локальный режим армирования  
 СП 63.13330.2012/2018

<b>Элемент 1</b>				
Элемент N= 1				
Элемент в ЛИРА-САПР N= 79				

					<b>20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р</b>	Лист 82
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		



Длина 4.2 ( м )  
 $L_y = 3.36$  ,  $L_z = 3.36$  ( м )  
 Сечение - Прямоугольник  
 $B(D) = 160.0$  ,  $H(D1) = 22.0$  ,  $B1 = 0.0$  ,  $H1 = 0.0$  ,  $B2 = 0.0$  ,  $H2 = 0.0$  ( см )  
 Расстояние к центру тяжести арматуры: снизу = 4.5 сверху = 4.5 сбоку = 4.5. ( см )

Вид элемента: пилон  
 Индексы материалов: общие 2, бетон 1, арматура 1

Расчет с учетом огнестойкости  
 Класс бетона - В30  
 Класс продольной арматуры X - А500  
 Класс поперечной арматуры - А500  
 Максимальный диаметр 25.00 мм

### ОГНЕСТОЙКОСТЬ

**Предел огнестойкости : R120; Грани подверженные нагреву: Низ Верх Лево Право**

Температурно-временная зависимость ( Стандартный )

Время, Мин °C	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70
Время, Мин °C	20	576	679	738	781	810	841	885	915	945	970
Время, Мин °C	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300
Время, Мин °C	990	1000	1025	1035	1049	1082	1110	1133	1153	1170	1186

### УСИЛИЯ, СОЧЕТАНИЯ (РСН (расчетные сочетания нагружений))

Comb	Seis	N	Mkp	My	Qz	Mz	Qy
N, Qy, Qz - т; Mkp, My, Mz - т*м							
1 A1		-462.352	-0.070	1.389	-0.530	-132.819	-35.436
1 A1		-460.319	-0.070	0.276	-0.530	-58.403	-35.436
1 A1		-458.287	-0.070	-0.837	-0.530	16.013	-35.436

### ЗАДАННОЕ АРМИРОВАНИЕ

Тип арматурных стержней	Колич., Диам.	Y	Z	Колич., Диам.	Y	Z	Колич., Диам.	Y	Z
Сечение: 1 CY=80.0, CZ=11.0									
ТЗА 6. Брус ASW(Попер)									
ТЗА 23. Брус AS.T_S 9d20 a4.5/4.5(Нов)									
ТЗА 24. Брус AU 4d25 a4.5/4.5(Нов)									
11.Произвольные	1x20	60.4	6.5	1x20	60.4	-6.5	1x20	45.3	6.5
	1x20	45.3	-6.5	1x20	30.2	6.5	1x20	30.2	-6.5
	1x20	15.1	6.5	1x20	15.1	-6.5	1x20	0.0	6.5
	1x20	0.0	-6.5	1x20	-15.1	6.5	1x20	-15.1	-6.5
	1x20	-30.2	6.5	1x20	-30.2	-6.5	1x20	-45.3	6.5
	1x20	-45.3	-6.5	1x20	-60.4	6.5	1x20	-60.4	-6.5
	1x25	75.5	-6.5	1x25	-75.5	-6.5	1x25	75.5	6.5
	1x25	-75.5	6.5						
Поперечная арматура									
Вертикальная: количество срезов =2; диаметр наружный =8, внутренний =8; шаг =0.2									
Горизонтальная: диаметр =10; шаг=0.2									
Сечение: 2 CY=80.0, CZ=11.0									
ТЗА 6. Брус ASW(Попер)									
ТЗА 23. Брус AS.T_S 9d20 a4.5/4.5(Нов)									
ТЗА 24. Брус AU 4d25 a4.5/4.5(Нов)									

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

83

11.Произвольные	1x20	60.4	6.5	1x20	60.4	-6.5	1x20	45.3	6.5
	1x20	45.3	-6.5	1x20	30.2	6.5	1x20	30.2	-6.5
	1x20	15.1	6.5	1x20	15.1	-6.5	1x20	0.0	6.5
	1x20	0.0	-6.5	1x20	-15.1	6.5	1x20	-15.1	-6.5
	1x20	-30.2	6.5	1x20	-30.2	-6.5	1x20	-45.3	6.5
	1x20	-45.3	-6.5	1x20	-60.4	6.5	1x20	-60.4	-6.5
	1x25	75.5	-6.5	1x25	-75.5	-6.5	1x25	75.5	6.5
	1x25	-75.5	6.5						

Поперечная арматура

Вертикальная: количество срезов =2; диаметр наружный =8, внутренний =8; шаг =0.2

Горизонтальная: диаметр =10; шаг=0.2

Сечение: 3 CY=80.0, CZ=11.0

ТЗА 6. Брус ASW(Попер)

ТЗА 23. Брус AS.T\_S 9d20 a4.5/4.5(Нов)

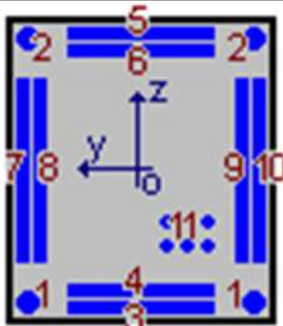
ТЗА 24. Брус AU 4d25 a4.5/4.5(Нов)

11.Произвольные	1x20	60.4	6.5	1x20	60.4	-6.5	1x20	45.3	6.5
	1x20	45.3	-6.5	1x20	30.2	6.5	1x20	30.2	-6.5
	1x20	15.1	6.5	1x20	15.1	-6.5	1x20	0.0	6.5
	1x20	0.0	-6.5	1x20	-15.1	6.5	1x20	-15.1	-6.5
	1x20	-30.2	6.5	1x20	-30.2	-6.5	1x20	-45.3	6.5
	1x20	-45.3	-6.5	1x20	-60.4	6.5	1x20	-60.4	-6.5
	1x25	75.5	-6.5	1x25	-75.5	-6.5	1x25	75.5	6.5
	1x25	-75.5	6.5						

Поперечная арматура

Вертикальная: количество срезов =2; диаметр наружный =8, внутренний =8; шаг =0.2

Горизонтальная: диаметр =10; шаг=0.2



Единицы измерения: диаметр - мм; координаты - см; шаг - м

### АРМАТУРА Режим: Проверка заданной арматуры

AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	Тр.кр	Тр.дл
Сечение: 1; Сечение проходит. Коэффициент запаса 1.071.												
Сечение: 2; Сечение проходит. Коэффициент запаса 1.268.												
Сечение: 3; Сечение проходит. Коэффициент запаса 1.279.												

### В таблице результатов армирования:

В таблице результатов армирования:

- AU1 - арматура угловая нижняя (слева) [см2];
- AU2 - арматура угловая нижняя (справа) [см2];
- AU3 - арматура угловая верхняя (слева) [см2];
- AU4 - арматура угловая верхняя (справа) [см2];
- AS1 - арматура нижняя [см2];
- AS2 - арматура верхняя [см2];
- AS3 - арматура боковая (слева) [см2];
- AS4 - арматура боковая (справа) [см2];
- % - процент армирования;
- Asw1 - арматура поперечная вертикальная [см2/м];

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

84

Asw2 - арматура поперечная горизонтальная [см<sup>2</sup>/м];  
Т.кр - ширина непродолжительного раскрытия трещин [мм];  
Т.дл - ширина продолжительного раскрытия трещин [мм].  
\* (1\*, 2\*, 3\*) - арматура от кручения.  
\* (1\*, 2\*, 3\*) Поперечная арматура от кручения - площадь сечения замкнутого внешнего контура.  
Для норм СП 63.13330.2012/2018 арматура от кручения выдается для каждой грани сечения.  
(Подобранная арматура от кручения не входит в результаты полной арматуры.)  
+ - арматура подобранная с учетом огнестойкости  
Строка 1 - полная арматура подобранная по I и II группам предельных состояний, от кручения...  
Строка 2 - арматура подобранная по I группе предельных состояний  
Строка \* - арматура от кручения  
Строка + - арматура подобранная с учетом огнестойкости

\*\* - Стержень переменного сечения  
СУ, СZ - Координаты центра сечения, относительно которого расставлены арматурные стержни.  
Режим: Проверка заданной арматуры  
К.З. (Полн.п.) - Коэффициент запаса несущей способности полная проверка  
К.З. (Прочность) - Коэффициент запаса несущей способности по прочности  
К.З. (Мх) - Коэффициент запаса несущей способности по крутящему моменту  
К.З. (Q) - Коэффициент запаса несущей способности по перерезывающей силе  
К.З. (Трещины) - Коэффициент запаса несущей способности по трещинам  
О.К. (Полн.п.) - Номер определяющей комбинации полная проверка  
О.К. (Прочность) - Номер определяющей комбинации по прочности  
О.К. (Мх) - Номер определяющей комбинации по крутящему моменту  
О.К. (Q) - Номер определяющей комбинации по перерезывающей силе  
О.К. (Трещины) - Номер определяющей комбинации по трещинам

										Лист
										85
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р					

## 1.14 Проверка ограждения на устойчивость

### Наружные стены

Отношение  $\beta = H/h = 2800/250 = 11.2$  (где  $H$  – высота стены этажа – 2800 мм,  $h$  – толщина стены – 250 мм).

Все стены и перегородки имеют раскрепление в верхнем сечении.

Значение  $\beta$ , приведенное в таблице 29 СП 15.13330.2012 (для кладки из каменных материалов правильной формы) при кладке II группы и марке раствора М50 и выше  $\beta=22$

Поправочный коэффициент  $k$  для стен с проемами  $\sqrt{\frac{A_n}{A_b}} = 0.68$ .

Отношение высоты стены к толщине  $\beta = 11.2$  не превышает отношение указанное в таблице 29 с поправочным коэффициентом  $k\beta = 22 \times 0.68 = 15$ .

Для стен 3400мм:  $3400/250=13,6$ , не превышает отношение равное 15.  
Выполним поверочный расчет на участке с окном по СП15.13330:

План этажа на отм. +5,980, +68,980

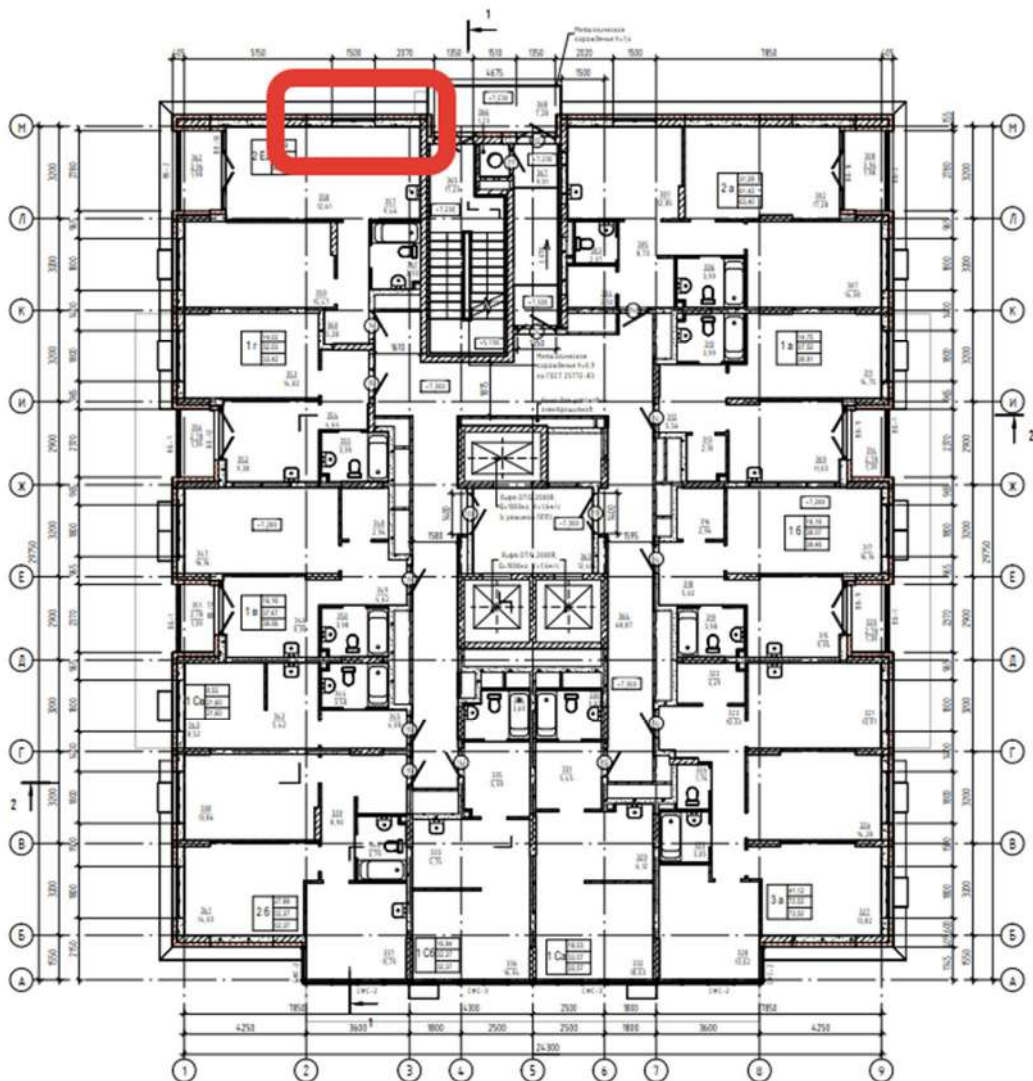


Рисунок 91 - Проверяемый участок

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

86

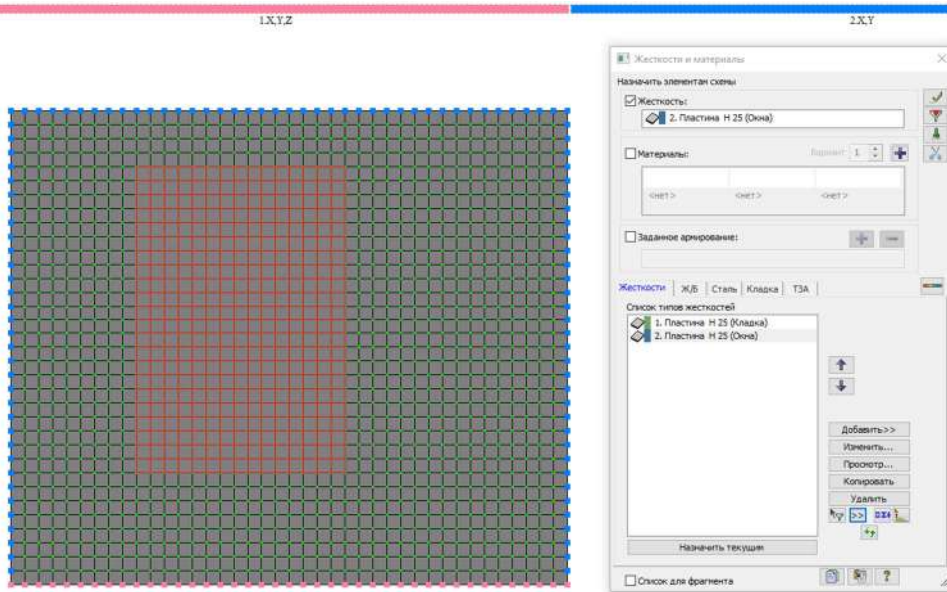


Рисунок 92 Расчетная схема

Расчет пикового давления ветра для стен										
Расчетное значение давления ветра	W <sub>0</sub> =	0,38	кПа	Подбор Z <sub>e</sub>	Расчет площади А, с которых собрана нагрузка					
Кэф. изменения давл. ветра	K(Z <sub>e</sub> )=	1,399		a)	-	<2	2-5	5-10	10-20	>20
Кэф. пульсации по высоте	K <sub>си</sub> (Z <sub>e</sub> )=	0,722		б) 1	-	V(+)=	-	-	0,7735	-
Площадь ограждения	A=	15,3	м2	б) 2	-	V(-)=	-	-	0,697	-
Местность(русский)	B			в) 1	68					
Расчетная высота	Z(e)=	68	м	в) 2	-					
Высота здания	h=	68	м	в) 3	-					
Размер здания поперек ветра	d=	30	м							
Размер здания вдоль ветра	b=	25	м							
Высота от пов-ти	z=	64	м							
Кэф. к формуле	k(10)=	0,65								
Кэф. к формуле	K <sub>си</sub> (10)=	1,06								
Альфа по таблице	a=	0,2								
Пик. знач. аэродин. коэф. давления(+)	C <sub>p</sub> (+)=	1,2								
Пик. знач. аэродин. коэф. давления(A-)	C <sub>p</sub> (A-)=	-2,2								
Пик. знач. аэродин. коэф. давления(B-)	C <sub>p</sub> (B-)=	-1,2								
Кэф. корреляции ветр.нагр(+)	V(+)=	0,7735								
Кэф. корреляции ветр.нагр(-)	V(-)=	0,697								
Размер зоны А = e	min(b;l)/10	2,5	м							
					На 1м2:					
W <sub>0</sub> *K(Z <sub>e</sub> )*(1+K <sub>си</sub> (Z <sub>e</sub> ))*C <sub>p</sub> (+)*V(+)	w(+)=	0,850	кПа	=	<b>86,7</b>	кг/м2	<b>121,3</b>	кг/м2		
W <sub>0</sub> *K(Z <sub>e</sub> )*(1+K <sub>си</sub> (Z <sub>e</sub> ))*C <sub>p</sub> (A-)*V(-)	w(-)=	-1,404	кПа	=	<b>-143,2</b>	кг/м2	<b>-200,4</b>	кг/м2		
W <sub>0</sub> *K(Z <sub>e</sub> )*(1+K <sub>си</sub> (Z <sub>e</sub> ))*C <sub>p</sub> (B-)*V(-)	w(-)=	-0,766	кПа	=	<b>-78,1</b>	кг/м2	<b>-109,3</b>	кг/м2		
					На площадь А:					
	w(+)=	13,01	кПа	=	<b>1326</b>	кг/м2				
	w(-)=	-21,49	кПа	=	<b>-2190</b>	кг/м2				
	w(-)=	-11,72	кПа	=	<b>-1195</b>	кг/м2				

Рисунок 93 Расчет ветровой нагрузки

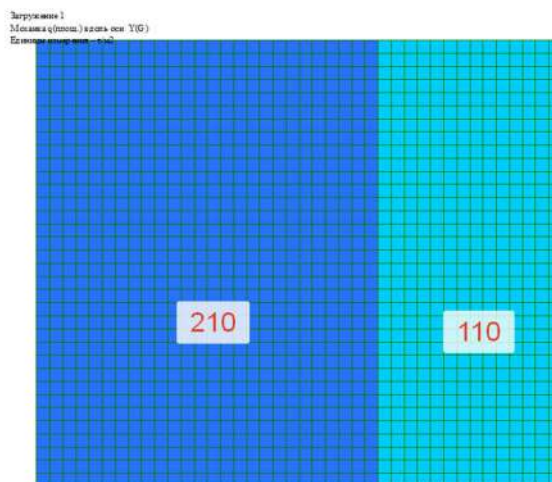


Рисунок 94 Ветровая нагрузка

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

-0.0219 -0.0192 -0.000219 0.000219 0.0192 0.0385 0.0577 0.077 0.0962 0.115 0.135 0.154  
 Загружение 1  
 Мозаика напряжений по Mx  
 Единицы измерения - (т\*м)/м

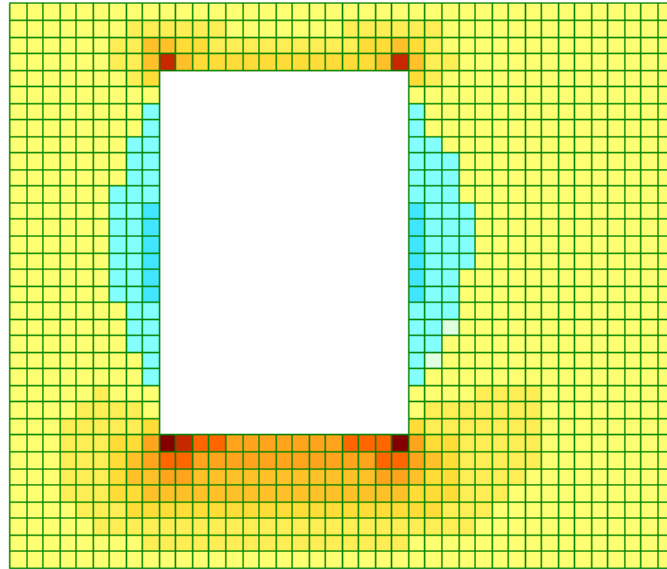


Рисунок 95 Моменты Mx

-0.0153 -0.000153 0.000153 0.02 0.04 0.0599 0.0799 0.0999 0.12 0.14 0.16  
 Загружение 1  
 Мозаика напряжений по My  
 Единицы измерения - (т\*м)/м

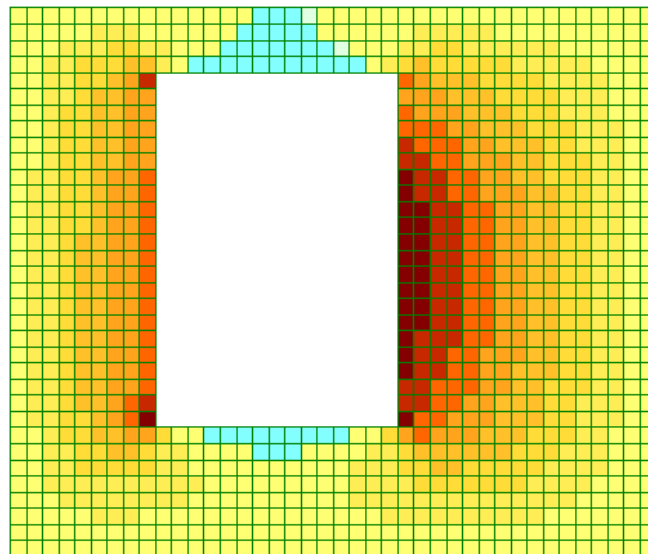


Рисунок 96 Моменты My

Согласно приложению Ж СП 15.13330.2020 максимальный изгибающий момент в сечении определяется из условия:

$$M \leq R_{tb} W_{упр}$$

где  $R_{tb}$  - расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе, учитывающее нелинейную работу кладки, определяемое по таблице 11;

$W_{упр}$  - упругий момент сопротивления поперечного сечения простенка.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

88



В соответствии с СП 15.13330.2020.  $R_{tb}$  для кладки из газобетона (раствор М50):

По перевязанному сечению:  $R_{tb} = 0.12$  МПа

По непереязанному сечению:  $R_{tb} = 0.25$  МПа

Произведём проверку кладки на растяжение при изгибе по непереязанному сечению.

Исходя из размера конечного элемента:  $W = 0,010$  м<sup>3</sup>

Максимальный изгибающий момент воспринимаемый сечением:  
 $M_{max} = 0.125 \text{ т/м}^2 < M = 0.154 \text{ т/м}^2$

Произведём проверку кладки на растяжение при изгибе по перевязанному сечению:

Исходя из размера конечного элемента:  $W = 0,010$  м<sup>3</sup>

Максимальный изгибающий момент воспринимаемый сечением:  
 $M_{max} = 0.25 \text{ т/м}^2 < M = 0.16 \text{ т/м}^2$

#### Результаты расчёта:

На участках с проемами необходимо выполнить устройство фахверка по типу:

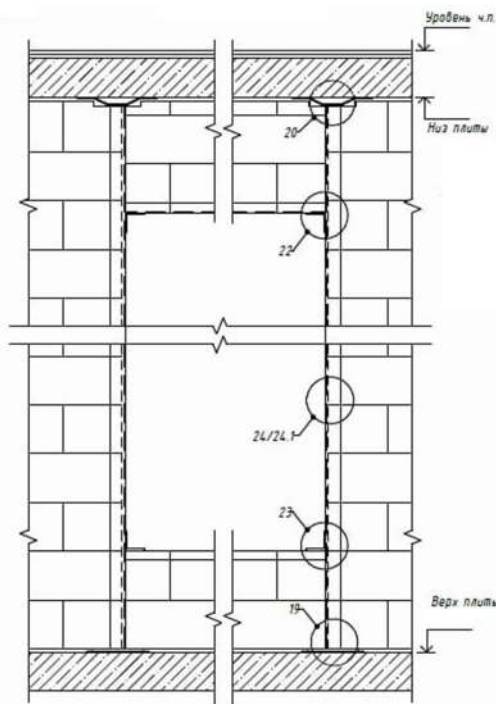


Рисунок 97 Схема фахверка

Для стен 4120мм:  $4120/250=16,48$  не превышает отношение равное 22. Стены на 1м этаже выполнены без проемов.

В случае выполнения проемов в стенах на 1м этаже необходимо выполнить дополнительное раскрепление по высоте и устройство фахверка.

Также стены типовых этажей рекомендуется выполнить с устройством фахверка.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

## Перегородки

Отношение высоты стены к толщине приведены в таблице.

Табл. №12.

Материал стен \ высота, мм	2800
Камень бетонный стеновой КП-ПР-ПС-39-50-1100кг/м <sup>3</sup> , М50 ГОСТ 6133-99 (190мм)	14.7
Гипсовые пазогребневые плиты «МАГМА» полнотелые ТУ 5742-030-86214064-2015 (80мм)	35

Отношение  $\beta = H/h$  (где  $H$  - высота этажа,  $h$  - толщина стены) для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены  $l \leq 2.5H$ .

Предельное значение коэффициента  $\beta$  при группе кладки I и марке раствора выше М50 имеет значение 25.

Коэффициент  $k$  для стен и перегородок, не несущих нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине: 19 см - 1.44; 10 см и менее - 1.8.

Предельное значение отношения высоты стены к толщине для межквартирных стен из бетонных блоков (190мм):

$$\beta_k = 25 \times 1.44 = 36$$

Т.к.  $14.7 < 36$ , условие устойчивости выполняется.

Значение отношения высоты стены к толщине для перегородки из гипсовых пазогребневых плит

«МАГМА» (80мм):

$\beta_k = 25 \times 1.8 \times 0.9 = 40.5$ , Т.к.  $35 < 40.5$ , условие устойчивости выполняется.

## Расчет парапета на опрокидывание

Расчет парапета на опрокидывание от давления ветра произведен с учетом пиковых положительных

$w_+$  и отрицательных  $w_-$  воздействий ветровой нагрузки, нормативные значения которых определяются по формуле СП 20.13330.2016:

$$w_{+(-)} = w_0 k(z_e) [1 + \zeta(z_e)] c_{p,+(-)} v_{+(-)}$$

$k(z_e)$  и  $\zeta(z_e)$  - коэффициенты, учитывающие изменение давления и пульсаций давления ветра на высоте, приняты для типа местности В и определены из условия отметки верха парапета

$v_{+(-)}$  - коэффициент корреляции по табл. 11.8 (условная площадь ограждения  $A=5 \text{ м}^2$ ).

$$k(z_e) = 1.431$$

$$\zeta(z_e) = 0.705$$

$$c_{p,+} = 1.2$$

$$v_+ = 0.9$$

$$w_+ = 0.3 \cdot 1.431 [1 + 0.705] 1.2 \cdot 0.9 = 0.791 \text{ (кПа)}$$

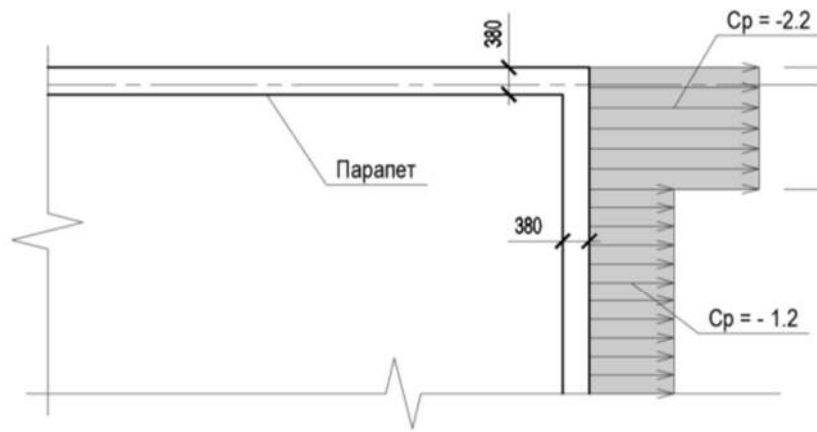


Рис. Распределение аэродинамического коэффициента по длине парапета

В местах наибольшей ветровой нагрузки парапет имеет перевязку в перпендикулярном направлении и не может потерять устойчивость. Для средней части парапета принимаем отрицательный (отсос) аэродинамический коэффициент, равный  $c_{p,-} = -1.2$ .

$$v_- = 0.85$$

$$w_- = 0.3 \cdot 1.431 [1 + 0.705] (-1.2) \cdot 0.85 = 0.747 \text{ (кПа)}$$

Толщина кровли варьируется в пределах 200... 400 мм, в расчете принимаем высоту кирпичного парапета со стороны кровли  $1000 - 200 = 800$  мм.

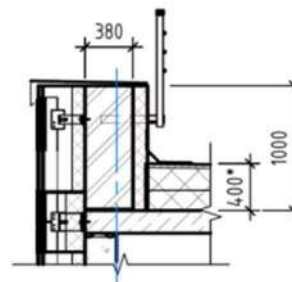


Рис. Конструкция парапета

Расчетная ветровая нагрузка на 1 п. м парапета:

$$W = (0.791 \cdot 1 + 0.747 \cdot 0.8) \cdot 1.4 = 1.94 \text{ кН}$$

Момент от действия ветровой нагрузки:

$$M = 1.94 \cdot 1/2 = 0.97 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Проверка на устойчивость положения парапета:

$$e_0 = M/N < m_1 y$$

$$N = 0.38 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 0.9 = 6.16 \text{ (кН)}$$

$$e_0 = 0.97/6.16 = 0.157 < m_1 y = 0.9 \cdot 0.19 = 0.17$$

Устойчивость положения парапета обеспечена.

При отсутствии анкеров эксцентриситеты более 0.7 не допускаются.

$$e_0 = 0.157 \neq 0.7 y = 0.133$$

Требуется установка анкеров с шагом не более 2 м.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

91

### 1.14.1 Выводы по результатам расчетов

В результате проведенных расчетов выполнено армирование конструкций с обеспечением требований СП 63.13330.2018.

Расчетом конструкций жилого дома с учетом действия статических нагрузок и динамического воздействия, с обеспечением требований нормативных документов установлено:

- расчетом по I группе предельных состояний проверены все конструкции здания для предотвращения разрушения при действии силовых воздействий в процессе строительства и расчетного срока эксплуатации;

- расчетом по II группе предельных состояний проверены пригодность всех конструкций здания к нормальной эксплуатации в процессе строительства и расчетного срока эксплуатации;

- деформации основания фундамента не превышают предельно допустимых значений. Расчетная максимальная осадка здания составляет не более 109 мм при допуске в 150 мм, расчетная средняя осадка здания составляет 1мм не более 120мм;

- максимальные горизонтальные перемещения здания под действием нагрузок не превышают предельно допустимых значений – 54 мм при допустимых 128 мм;

- максимальные вертикальные перемещения (прогибы) плит здания (с учётом пониженного модуля упругости бетона) не превышают предельно допустимых значений (подробнее см. «Определение прогибов перекрытий»);

- значения ускорений колебаний перекрытий верхних этажей при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки не превышает предельно допустимых значений. Максимальные ускорения составляют 0.075 м/с<sup>2</sup> при допуске в 0.080 м/с<sup>2</sup>;

- коэффициент запаса устойчивости системы  $k = 6,48$

										Лист
										92
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р					

## *Перечень нормативных документов*

*При проектировании объекта учтено Постановление Правительства РФ от 26.12.2014 N 1521 "Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений".*

- 1) 123-ФЗ Технический регламент о пожарной безопасности;*
- 2) 384-ФЗ Технический регламент о безопасности зданий и сооружений*
- 3) ГОСТ Р 54257-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования»*
- 4) ГОСТ 34028-2016 Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия*
- 5) СП 16.13330.2016 "СНиП II-23-81\* "Стальные конструкции"*
- 6) СП 20.13330.2016 "СНиП 2.01.07-85\* "Нагрузки и воздействия"*
- 7) СП 22.13330.2016 "СНиП 2.02.01-83\* "Основания зданий и сооружений"*
- 8) СП 28.13330.2017 "СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии"*
- 9) СП 45.13330.2017 "СНиП 3.02.01-87 "Земляные сооружения, основания и фундаменты"*
- 10) СП 47.13330.2016 "СНиП 11-02-96 "Инженерные изыскания для строительства. Основные положения"*
- 11) СП 63.13330.2018 "СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения"*
- 12) СП 131.13330.2018 "СНиП 23-01-99\* "Строительная климатология"*
- 13) СП 132.13330.2011 "Обеспечение антитеррористической защищенности зданий и сооружений. Общие требования проектирования"*

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		93

- 14) *Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). М.: Стройиздат.*
- 15) *Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М., Стройиздат.*

					<i>20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		<i>94</i>

*Приложения*

					20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		95

## Приложение 1. Расчет длин нахлеста и анкеровки арматуры различных диаметров

В соответствии с п. 10.3.21 [13] в проекте анкеровка арматуры железобетонных конструкций осуществлена в виде прямого окончания (прямая анкеровка).

Прямая анкеровка в проекте применена только для арматуры периодического профиля класса А500С ГОСТ 34028-2016. Для растянутых гладких стержней конструктивной арматуры класса А240 ГОСТ 34028-2016 предусмотрены крючки, петли.

Ø, мм	A <sub>s</sub> , см <sup>2</sup>	u <sub>s</sub> , см	R <sub>s</sub> , МПа	R <sub>bt</sub> , МПа	η <sub>1</sub>	η <sub>2</sub>	R <sub>bt,ad</sub> , МПа	l <sub>0,an</sub> , см	A <sub>s,cal</sub> / A <sub>s,ef</sub>	анкеровка				перепуск (нахлест) 50% стык.				перепуск (нахлест) 100% стык.							
										растянутая		сжатая		растянутая		сжатая		растянутая		сжатая					
										α	l <sub>an</sub> , см	α	l <sub>an</sub> , см	α	l <sub>l</sub> , см	α	l <sub>l</sub> , см	α	l <sub>l</sub> , см	α	l <sub>l</sub> , см				
12	1,131	3,77	435 (А500С)	1,05 (В25)	2,5	1,0	2,6 25	50	1,0	1,0	0,75	63	1,2	100	0,9	75	2	166	1,2	100					
16	2,011	5,027						67													51	80	61	135	80
20	3,142	6,283						83													78	125	94	208	125
25	4,909	7,854						104													88	141	106	234	141
28	6,158	8,796						117													88	141	106	234	141

A<sub>s</sub> – площадь поперечного сечения анкеруемого стержня;

u<sub>s</sub> – периметр сечения анкеруемого стержня;

R<sub>s</sub> = 435 МПа – расчетное сопротивление растяжению арматуры класса А500С;

R<sub>bt</sub> = 1,05 МПа – расчетное сопротивление осевому растяжению бетона класса В25;

η<sub>1</sub> = 2,5 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η<sub>2</sub> = 1,0 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры при диаметре d<sub>s</sub> ≤ 32 мм;

R<sub>bond</sub> = η<sub>1</sub> η<sub>2</sub> R<sub>bt</sub> – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном (ф. 10.2 [13]);

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} - \text{базовая (основная) длина анкеровки (ф. 10.1 [13]);}$$

A<sub>s,cal</sub>/A<sub>s,ef</sub> = 1 – отношение площади поперечного сечения расчетной и фактически установленной арматуры;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры, и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки (в соответствии с п. 10.3.25 и п. 10.3.30 [13]);

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} - \text{расчетная длина анкеровки};$$

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} - \text{расчетная длина перепуска (нахлестки)}.$$



## Приложение 2. Расчет узла опирания лестничного марша

Узел опирания лестничного марша представляет собой короткую консоль, для которых характерным является исчерпание несущей способности при действии поперечных сил.

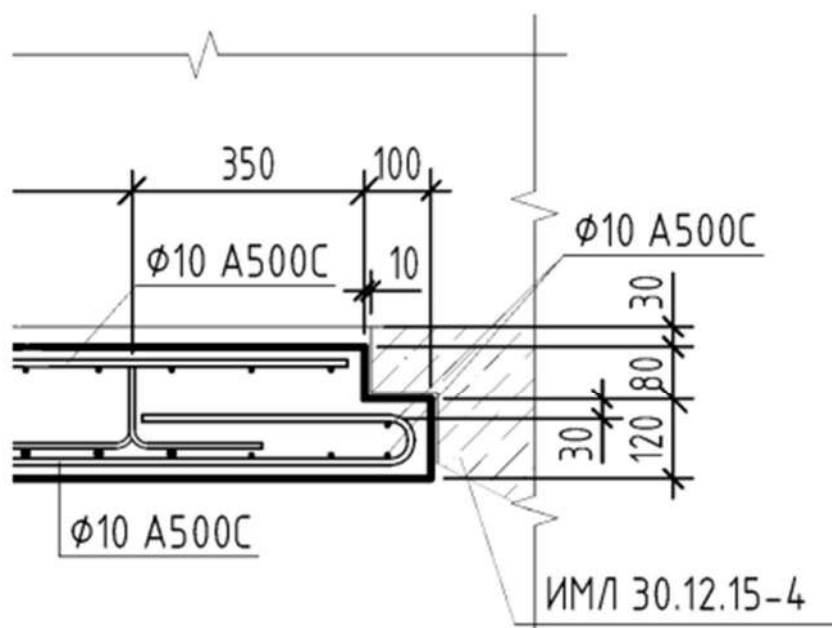


Рис. Узел опирания лестничного марша

Лестничная площадка выполняется из бетона В25 ( $R_{bt} = 1.05$  МПа), расстояние от грани консоли до центра верхней арматуры – 30 мм.

Определим нагрузку, приходящуюся на консоль:

- собственный вес лестничного марша ИМЛ 30.12.15-4 –  $2200 \cdot 1.1 = 2420$  (кг);
- «полезная» нагрузка на лестничный марш –  $(300 \cdot 1.2 \cdot 3) \cdot 1.2 = 1300$  (кг). Нагрузка на 1 п. м консоли –  $(2420 + 1300)/(2 \cdot 1.2) = 1550$  (кг/м).

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, принимается равной не менее (п. 8.1.33 СП 63.13330.2018):

$$Q_b = 0.5R_{bt}bh_0 = 0.5 \cdot 1.05 \cdot 1 \cdot 0.09 = 0.04725 \text{ (МН)} = 4.73 \text{ (т)}$$

$$4.73 \text{ (т)} > 1.55 \text{ (т)}$$

Условие прочности выполняется.

Т.к. нижний лестничный марш опирается на сплошную плиту (отм.-0.120) и ее высота рабочего сечения больше, чем у консоли, проверка несущей способности плиты при действии поперечных сил не требуется.

Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата
------	------	---------	---------	------

20-ВЛГ/Д30-ДИ21-КР.Р

Лист

97