

**ВСЕРОССИЙСКИЙ КОНКУРС РАБОТ СРЕДИ СТУДЕНТОВ И
ВЫПУСКНИКОВ ВУЗОВ С АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫМ
ПРОФИЛЕМ «STEEL2REAL-2018»**

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

код участника И_53551014

Оглавление

1. Проектирование	4
2. Исходные данные для конструирования	5
3. Конструирование и расчет Спортивного зала.....	5
3.1. Конструктивные решения	5
3.2. Нагрузки и воздействия.....	6
3.2.1. Постоянная нагрузка	6
3.2.2 Снеговая нагрузка.....	7
3.2.3. Ветровая нагрузка.....	8
3.3. Расчетная часть	13
3.3.1. Общее описание конструктивной схемы и ее отдельных элементов.....	13
3.3.2. Схема приложения нагрузок.....	14
3.3.3. Подбор конструктивных элементов и анализ расчета.	24
3.3.4. Параметры конструирования КЭ.	39
3.3.5. Результаты расчета.	39
3.3.6. Расчет узлов.....	39
4.Конструирование и расчет Основной школы	42
4.1. Конструктивные решения	42
4.2. Нагрузки и воздействия.....	43
4.2.1. Постоянная нагрузка	43
4.2.2. Временная нагрузка.....	44
4.2.3. Снеговая нагрузка.....	44
4.2.4. Ветровая нагрузка.....	46
4.3. Расчетная часть	49
4.3.1. Общее описание конструктивной схемы и ее отдельных элементов.....	49

					А_И_53551014		
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дат			
Разраб.						Стадия	Лист
Провер.							2

4.3.2. Схема приложения нагрузок.....	50
4.3.3. Подбор сечений конструктивных элементов и анализ расчета.....	54
4.3.4. Параметры конструирования КЭ.	83
4.3.5. Результаты расчета.	85
4.3.6. Расчет узлов.....	85

1. Проектирование

В соответствии с заданием автором было разработано объемно-планировочное решение школы на 825 учебных мест на основании СП 251.1325800.2016. В отличие от предложенного здания с П-образной формой плана был разработан замкнутый на 2-м этаже план с практически изолированным от внешней инфраструктуры внутренним двориком. Наличие широкого прохода, связывающего внутренний дворик с окружающим пространством, обеспечивает свободный доступ в помещение школы. Выделенные на фасаде объемы заключают в себе актовый и спортивный залы, имеющие хорошее освещение через систему фасадного остекления. В Приложении 1 представлены общий вид здания и план 1 этажа в качестве ознакомления с концепцией проекта и лучшего восприятия конструктивного решения данного здания.

Для оптимального формирования планировочных решений пространства основной школы была принята сетка колонн 6х6.6 м и 6х6м.

Минимальную высоту образовательных помещений (3.3 м) было решено увеличить до 4 метров для создания архитектурной выразительности фасада и обеспечения более комфортной среды обучения.

Этажность здания основной школы принята из условия возможности размещения выше третьего этажа только 8-11 классов и административных помещений, а также из условия по ограничению площади здания ($13000 \text{ м}^2 \pm 10\%$).

Актный и спортивный залы школы, примыкающие к зданию основной школы, запроектированы с покрытиями в виде тонколистовой стальной оболочки. Выбор мембранного покрытия для этих частей здания обусловлен малой строительной высотой такого покрытия и его высокой живучестью.

					И_53551014	Лист
						4
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Отметка низа несущих конструкций покрытия в Спортивном зале равна 7 метрам, в Актовом зале - 6 метрам.

2. Исходные данные для конструирования

Район строительства – г. Москва;

Высота помещений (расстояние от пола до потолка) - 4 м;

Назначение здания – общеобразовательная школа;

Количество обучающихся – 825 человек;

Этажность здания – 3 этажа;

Уровень ответственности здания - нормальный (по ГОСТ 27751-2014);

Коэффициент надежности по ответственности (назначению) $\gamma_n = 1,0$;

Нагрузки в соответствии с СП 20.13330.2016 [2]:

- Ветровая: нормативное значение ветрового давления – $0,23 \text{ кН/м}^2$ (I район);
 - Снеговая – расчетное значение веса снегового покрова – $1,50 \text{ кН/м}^2$ (III район);
- Тип местности для определения ветровой нагрузки – В;
- Функциональное назначение кровли – неэксплуатируемая.

3. Конструирование и расчет Спортивного зала

3.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Общая конструктивная схема представляет собой большепролетную конструкцию, перекрытую мембранным покрытием.

Основные элементы схемы:

- Колонны – прокатный двутавр типа К по СТО АСЧМ 20-93 [4];
- Опорный контур – двутавры типа К по СТО АСЧМ 20-93[4];
- Распорки – двутавры типа К по СТО АСЧМ 20-93[4];

					И_53551014	Лист
						5
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

- Мембрана – прокат листовой горячекатаный по ГОСТ 19903-2015 [3];
- Перекрытия пола первого этажа – железобетонные плиты непрерывного формования.

3.2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

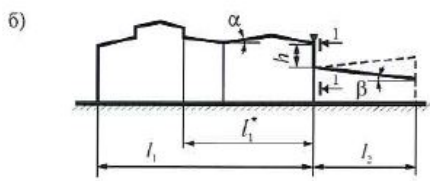
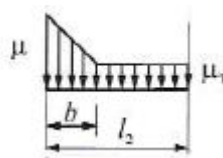
3.2.1. Постоянная нагрузка

Таблица 3.1. Сбор постоянных нагрузок.

№	Наименование слоя	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Покрытие на мембрану				
1	“Изопласт К” 1 слой (с крупнозернистой посыпкой)	0,05	1,3	0,065
2	“Изопласт П” 1 слой	0,04	1,3	0,05
3	Армированная цементно-песчаная стяжка, $h = 0,05$ м, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,9	1,3	1,17
4	Минватные плиты Rockwool(жесткие), $h = 0,05$ м, $\gamma = 1,9$ кН/м ³	0,095	1,3	0,1235
5	Минватные плиты Rockwool(мягкие), $h = 0,15$ м, $\gamma = 1,1$ кН/м ³	0,165	1,3	0,2145
Итого:		1,25	1,3	1,623
Собственный вес				
1	МК конструкции	Автоматически в ЛИРЕ	1,05	Автоматически в ЛИРЕ
Итого:		Автоматически в ЛИРЕ		Автоматически в ЛИРЕ

3.2.2 Снеговая нагрузка

Таблица 3.2. Сбор снеговой нагрузки.

Параметр	Значение
Район строительства	г. Москва
Снеговой район	III
Тип местности	B
Вес снегового покрова горизонтальной поверхности земли S_g	1,5 кН/м ²
Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f	1,4
Нормативное значение снеговой нагрузки	$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$
Средняя температура января	-7,2 °C
Коэффициент понижения снеговой нагрузки	0,5
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>б)</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Вариант 1 ($b \leq l_2$)</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>	
Коэффициент, учитывающий снос снега c_e (для участков зданий у перепадов высот)	1,0
Термический коэффициент c_t	1,0
$l_1 = l_1'$	75 м
$l_2 = l_2'$	24 м
h	4,8 м
Высота парапета	0,8 м
m_1	0
m_2	0,4

$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l'_1 + m_2 l'_2),$	3
$2h/S_0$	6,13
$\mu = 3 < 2h/S_0 = 6,13$	
$b = 2h$	9,6
$l'_2 = 24\text{м} > b = 9,6\text{м}$ и $\mu = 3 < 2h/S_0 = 6,13$	
$\mu_1 = 1 - \frac{m_2 l'_2}{l'_2 - h}$	0,5
<p>расчетные значения</p> <p>нормативные значения</p> <p>9,6 м</p> <p>4,41 кН/м²</p> <p>3,15 кН/м²</p> <p>0,735 кН/м²</p> <p>0,525 кН/м²</p>	

3.2.3. Ветровая нагрузка

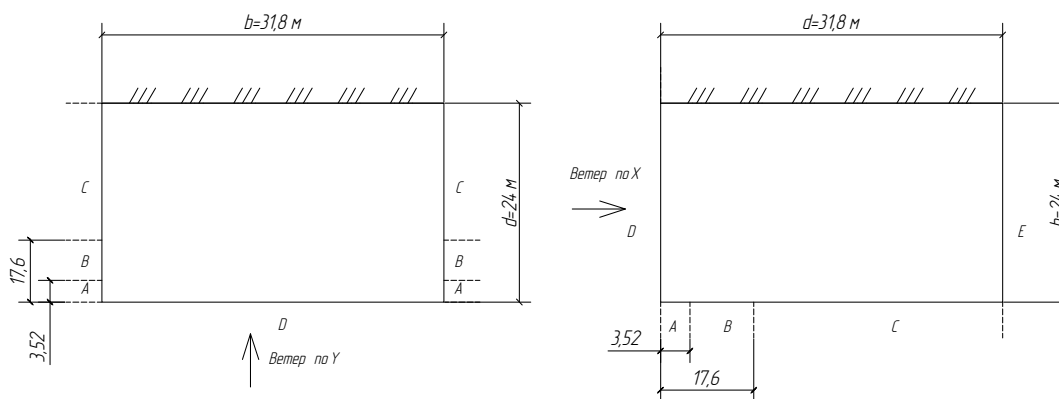
Основная ветровая нагрузка представляет собой сумму средней и пульсационной составляющей:

$$w = w_m + w_p$$

Коэффициент надежности по ветровой нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

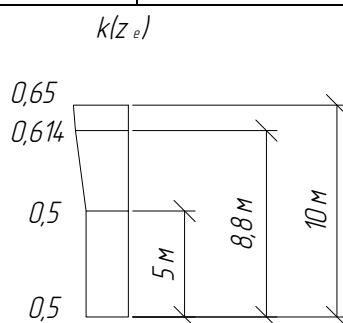
Таблица 3.3. Определение средней составляющей ветровой нагрузки.

Параметр	Значение
Ветровой регион	I
Нормативное значение ветрового давления w_0	0,23 кПа (кН/м ²)



Направление ветра по X (против X)

d	31,8 м
b	24 м
h	8,8 м
$h < d$	
$z_e = h$	8,8 м
Тип местности	В
$k(z_e)$	0,614
$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$	
$e = 2h$	17,6 м



Тип участка	Аэродинамический коэффициент c	Нормативное значение w_m , кН/м ²	
		$h = 5$ м	$h = 8.8$ м
Участок D	0,8	0,09	0,11
Участок E	-0,5	0,06	0,07
Участок A	-1,0	0,11	0,14

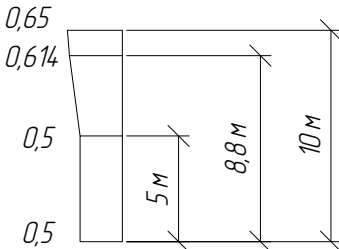
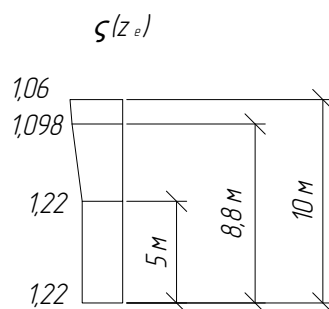
Участок В	-0,8	0,09	0,11
Участок С	-0,5	0,06	0,07
Направление ветра по Y (против Y)			
d		31,8 м	
b		24 м	
h		8,8 м	
$h < d$			
$z_e = h$		8,8 м	
$k(z_e)$		0,614	
$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$			
е		17,6 м	
<div>$k(z_e)$ </div>			
Тип участка	Аэродинамический коэффициент c	Нормативное значение w_m , кН/м ²	
		h =5 м	h =8.8 м
Участок D	0,8	0,09	0,11
Участок Е	-0,5	0,06	0,07
Участок А	-1,0	0,11	0,14
Участок В	-0,8	0,09	0,11
Участок С	-0,5	0,06	0,07

Таблица 3.4. Определение пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Тип местности	В
Эквивалентная высота z_e	8,8 м
$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v$	
Коэффициент пульсаций давления ветра $\zeta(z_e)$ при $h=8,8 \text{ м}$	1,0984



Направление ветра по X (против X) (ZOY)

a	24 м	
b	31,8 м	
$\rho = b$	31,8	
$\chi = h$	8,8	
Коэффициент пространственной корреляций пульсаций давления v	0,747	
Тип участка	Нормативное значение w_p , кН/м ²	
	h=5 м	h=8,8 м
Участок D	0,08	0,09
Участок E	0,05	0,06
Участок A	0,10	0,12
Участок B	0,08	0,09
Участок C	0,05	0,06

Направление ветра по Y (против Y) (ZOX)

a	31,8 м	
b	24 м	
$\rho = 0,4a$	12,72	
$\chi = h$	8,8	
Коэффициент пространственной корреляций	0,826	

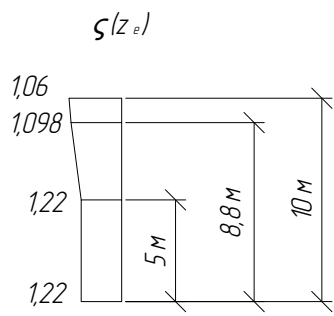
пульсаций давления ν			
<div><div>$\zeta(z_e)$</div><div></div></div>			
Тип участка	Нормативное значение w_p , кН/м^2		
	$h=5 \text{ м}$	$h=8,8 \text{ м}$	
Участок D	0,09	0,10	
Участок E	0,06	0,06	
Участок A	0,11	0,13	
Участок B	0,09	0,10	
Участок C	0,06	0,06	

Таблица 3.5. Суммарная ветровая нагрузка.

Направление ветра по X (против X)				
Тип участка	Нормативное значение w , кН/м^2	Расчетное значение w , кН/м^2	Нормативное значение w , кН/м^2	Расчетное значение w , кН/м^2
	$h=5 \text{ м}$		$h=8,8 \text{ м}$	
Участок D	0,17	0,24	0,2	0,28
Участок E	0,11	0,15	0,13	0,18
Участок A	0,21	0,29	0,26	0,36
Участок B	0,17	0,24	0,2	0,28
Участок C	0,11	0,15	0,13	0,18
Направление ветра по Y (против Y)				
Тип участка	Нормативное значение w ,	Расчетное значение w ,	Нормативное значение w ,	Расчетное значение w ,

	кН/м ²	кН/м ²	кН/м ²	кН/м ²
	h=5 м		h=8,8 м	
Участок D	0,18	0,25	0,21	0,29
Участок E	0,12	0,17	0,13	0,18
Участок A	0,22	0,31	0,27	0,38
Участок B	0,18	0,25	0,21	0,29
Участок C	0,12	0,17	0,13	0,18

3.3. РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ

Расчет конструкций здания проводился в многофункциональном программном комплексе «ЛИРА-САПР 2013», который имеет сертификат соответствия РФ № РОСС RU.0001.11СП15.

3.3.1. Общее описание конструктивной схемы и ее отдельных элементов.

Конструктивная схема представляет собой пространственный каркас, представленный на рисунке 3.1, и состоит из нескольких типов конечных элементов (КЭ).

Состав конечных элементов (КЭ):

- 1) Тип 10 – универсальный пространственный КЭ для моделирования стержневых конечных элементов;
- 2) Тип 344 – геометрически нелинейный универсальный четырехугольный КЭ оболочки (мембрана);
- 3) Тип 342 – геометрически нелинейный универсальный треугольный КЭ оболочки (края мембраны в местах криволинейной формы контура).

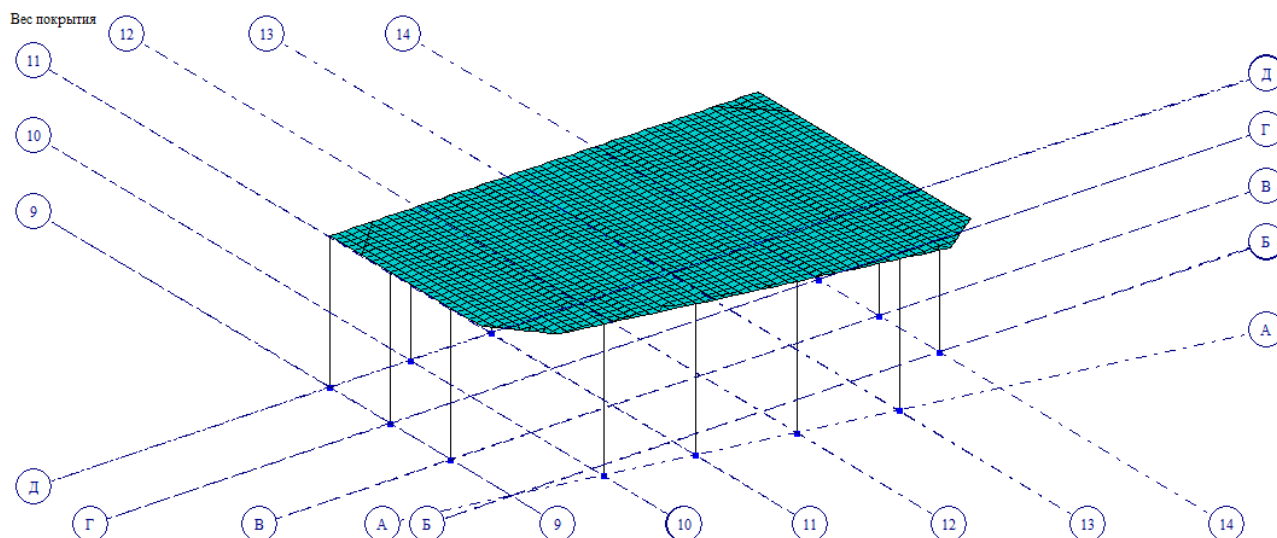


Рисунок 3.1. Расчетная схема Спортивного зала.

3.3.2. Схема приложения нагрузок.

Нелинейные расчеты выполняются с применением шагового метода, идея которого основана на отслеживании поведения системы при относительно малых приращениях нагрузки. При этом на каждом шаге решается линеаризованная система разрешающих уравнений для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для рассматриваемого нагружения.

Существует несколько способов задания нагрузки шаговым методом:

- простой шаговый метод;
- шаговый метод с уточнениями.

Для расчета мембранного покрытия в соответствии с “Рекомендациями по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане” нагрузка была приложена шаговым методом с уточнением, который подразумевает ручное уточнение приращений прикладываемой нагрузки в соответствии с формулой:

$$\Delta q_i = q \frac{3i^2 - 3i + 1}{N^3}$$

где q – суммарная расчетная нагрузка на мембранное покрытие;

N – количество ступеней загрузки;

i – i -ый этап загрузки.

Количество ступеней загрузки подбиралось опытным путем. Рассматривалось три варианта с 10-ю, 20-ю и 30-ю шагами. Схема приложения нагрузки в зависимости от количества шагов рассмотрена на примере одного из загрузений и представлена на рисунке 3.2.



Рисунок 3.2. Диаграмма зависимости приложения нагрузки от количества шагов ее приложения.

Из диаграммы видно, что при большем количестве шагов, нагрузка увеличивается более плавно, особенно на первых шагах загрузки, что должно давать более точные значения усилий, возникающих как в мембране, так и в опорном контуре.

Для оценки сходимости усилий в опорном контуре были сняты значения усилий при 3х различных вариантах ступеней загрузки в центре пролета

(середине стороны опорного контура) и у распорок, представленные в таблице 3.6.

Таблица 3.6. Усилия в опорном контуре при различном числе ступеней загрузки.

	10 шагов	20 шагов	30 шагов
Ось Д-Д			
$M_{прол.x}$	24.3471	24.5446	24.4739
$M_{прол.y}$	102.407	100.973	100.584
$N_{прол.}$	4027.18	4041.97	4031.84
$M_{расп.x}$	243.653	237.126	236.503
$M_{расп.y}$	563.008	568.161	565.771
$N_{расп.}$	462.725	352.903	357.534
Ось А-А			
$M_{прол.x}$	65.9809	66.1802	64.746
$M_{прол.y}$	39.8178	44.0698	40.1068
$N_{прол.}$	3330.57	3329.15	3323.37
$M_{расп.x}$	4.99688	4.9304	4.90916
$M_{расп.y}$	603.535	600.841	599.232
$N_{расп.}$	1482.84	1485.04	1484.31
Ось 14-14			
$M_{прол.x}$	4.12371	4.63125	4.52046
$M_{прол.y}$	60.6884	61.9384	61.7105
$N_{прол.}$	2797.2	2833.22	2828.17
$M_{расп.x}$	184.872	180.357	180.024
$M_{расп.y}$	514.505	-525.118	523.925
$N_{расп.}$	391.489	322.329	324.207
Ось 9-9			
$M_{прол.x}$	168.02	166.663	166.259
$M_{прол.y}$	80.5829	81.5016	81.2762
$N_{прол.}$	2625.02	2656.3	2652.19
$M_{расп.x}$	216.774	213.335	212.941

$M_{расп.у}$	492.218	502.057	501.442
$N_{расп.}$	334.424	292.475	293.391

В результате анализа выявлено, что при различном количестве шагов приложения нагрузки значения моментов, как у распорки, так и в пролете колеблется в пределах 3%, что не существенно будет сказываться на суммарных напряжениях в контуре. Колебания значений продольной силы в центре пролета, так же, как и у моментов не велико (порядка 1-1,5%). Колебания же значений продольной силы у распорок существенны и составляют порядка 15%, поэтому необходимо рассмотреть суммарные напряжения у распорок контура.

Для окончательного определения количества шагов приложения нагрузки рассмотрим суммарные напряжения у распорок для контура из двутавра 40К5 при разном количестве шагов. Значения усилий представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7. Усилия у правой распорки по оси Д-Д.

	10 шагов	20 шагов	30 шагов
$M_{расп.х}$	243.653	237.126	236.503
$M_{расп.у}$	563.008	568.161	565.771
$N_{расп.}$	462.725	352.903	357.534

1) 10 шагов:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{462,72 \text{ кН}}{371 \text{ см}^2} + \frac{24365,3 \text{ кН} \cdot \text{см}}{5642 \text{ см}^3} + \frac{56300,8 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1896 \text{ см}^3} = 1,247 + 4,319 + 29,69 = 35,26 \text{ кН/см}^2$$

2) 20 шагов:

$$\sigma = \frac{352,903 \text{ кН}}{371 \text{ см}^2} + \frac{23712,6 \text{ кН} \cdot \text{см}}{5642 \text{ см}^3} + \frac{56816,1 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1896 \text{ см}^3} = 0,951 + 4,203 + 29,97 = 35,12 \text{ кН/см}^2$$

3) 30 шагов:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{357,534 \text{ кН}}{371 \text{ см}^2} + \frac{23650,3 \text{ кН} \cdot \text{см}}{5642 \text{ см}^3} + \frac{56577,1 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1896 \text{ см}^3} \\ = 0,964 + 4,190 + 29,84 = 34,99 \text{ кН/см}^2$$

Таким образом, видно, что суммарные напряжения с увеличением количества шагов уточняются в меньшую сторону. Это объясняется тем, что при задании малого количества шагов приращение нагрузки (на каждом шаге) достаточно велико для получения точных значений усилий, то есть на первых шагах идет резкое возрастание нагрузок и как следствие завышенные значения усилий. При задании большего количества шагов нагрузка увеличивается плавнее, что дает в результате более точные значения усилий. Следовательно, для расчета принимаем задание нагрузки шаговым методом с 30-ю шагами.

Коэффициенты для задания нагрузки шаговым методом представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8. Коэффициенты приращения нагрузки по шагам.

№ шага	Коэфф. приращения нагрузки	№ шага	Коэфф. приращения нагрузки	№ шага	Коэфф. приращения нагрузки
1	0.000037	11	0.012259	21	0.046704
2	0.000259	12	0.014704	22	0.051370
3	0.000704	13	0.017370	23	0.056259
4	0.001370	14	0.020259	24	0.061370
5	0.002259	15	0.023370	25	0.066704
6	0.003370	16	0.026704	26	0.072259
7	0.004704	17	0.030259	27	0.078037

8	0.006259	18	0.034037	28	0.084037
9	0.008037	19	0.038037	29	0.090259
10	0.010037	20	0.042259	30	0.096704

Загружения в нелинейной постановке заданы через моделирование нелинейных загружений. Формирование загружений представлено в таблицах 3.9 и 3.10.

Таблица 3.9. Формирование нелинейных загружений от расчетных нагрузок.

№	№ загрузки				
	1	2	3	4	5
1	Вес покрытия	Вес покрытия	Вес покрытия	Вес покрытия	Вес покрытия
2	Собственный вес конструкций	Собственный вес конструкций	Собственный вес конструкций	Собственный вес конструкций	Собственный вес конструкций
3	Снег	Снег	Снег	Снег	Снег
4	-	Ветер по X + пульсация	Ветер против X + пульсация	Ветер по Y + пульсация	Ветер против Y + пульсация

Таблица 3.10. Формирование нелинейных загружений от нормативных нагрузок.

№	№ загрузки				
	6	7	8	9	10
1	Вес покрытия (1/1,3)	Вес покрытия (1/1,3)	Вес покрытия (1/1,3)	Вес покрытия (1/1,3)	Вес покрытия (1/1,3)
2	Собственный вес конструкций (1/1,05)	Собственный вес конструкций (1/1,05)	Собственный вес конструкций (1/1,05)	Собственный вес конструкций (1/1,05)	Собственный вес конструкций (1/1,05)
3	Снег (1/1,4)	Снег (1/1,4)	Снег (1/1,4)	Снег (1/1,4)	Снег (1/1,4)
4	-	Ветер по X + пульсация	Ветер против X + пульсация	Ветер по Y + пульсация	Ветер против Y + пульсация

		(1/1,4)	(1/1,4)	(1/1,4)	(1/1,4)
--	--	---------	---------	---------	---------

* в скобках указаны переводные коэффициенты от расчетных нагрузок к нормативным ($1/\gamma_f$, где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке)

В нелинейной постановке задачи пульсация задавалась вручную и рассчитывалась в соответствии с СП 20.13330.2016 [2]. Для уточнения пульсационной составляющей проведен модальный анализ каркаса спортивного блока и получены первые собственные частоты колебаний. Первая форма колебаний каркаса спортивного блока представлена на рисунке 3.3.

Результаты модального анализа из ПК «ЛИРА – САПР» представлены в таблице 3.11.

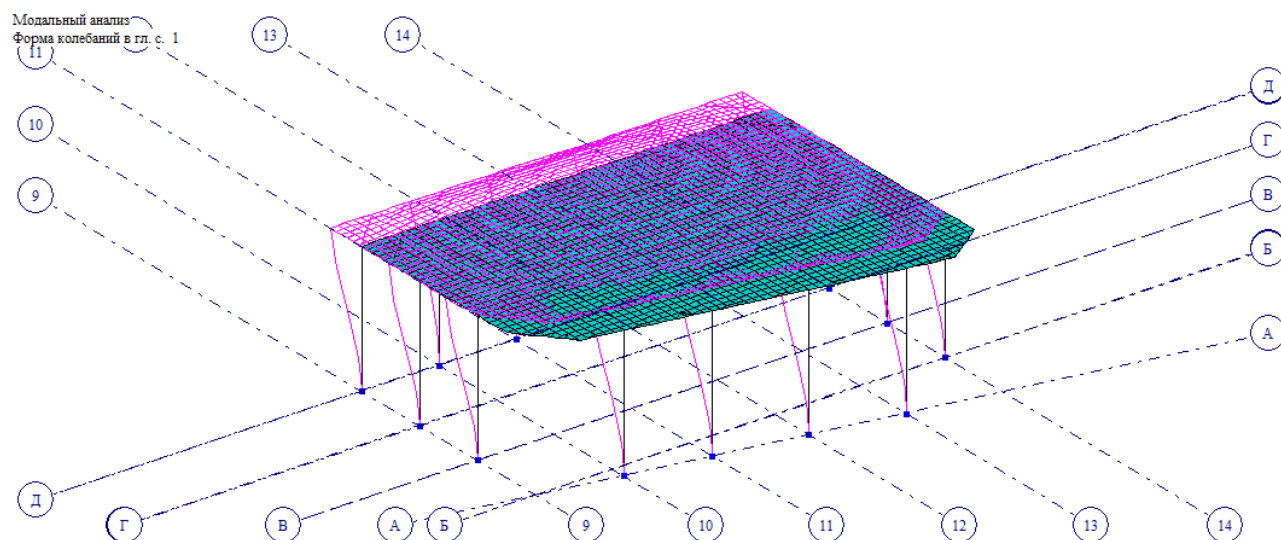


Рисунок 3.3. Первая форма колебаний каркаса спортивного блока.

Таблица 3.11. Результаты модального анализа каркаса спортивного блока.

№ п/п	Собственные значения	Частоты		Периоды, с	Коэффициент распределения	Модальная масса в %	
		Рад/с	Гц				
1	0.150189	6.66	1.06	0.9432	4.592753	39.7	39.7
2	0.147016	6.8	1.08	0.9233	2.102636	8.3	48
3	0.138044	7.24	1.15	0.8669	4.094073	31.5	79.5
4	0.109072	9.17	1.46	0.685	0.751288	1.1	80.6
5	0.089068	11.23	1.79	0.5593	0.545401	0.6	81.1

6	0.060907	16.42	2.61	0.3825	0.331688	0.2	81.4
7	0.054798	18.25	2.91	0.3441	1.085486	2.2	83.6
8	0.047003	21.28	3.39	0.2952	0.120977	0	83.6
9	0.036315	27.54	4.38	0.2281	0.011316	0	83.6
10	0.034871	28.68	4.57	0.219	0.152397	0	83.6

В результате модального анализа выявлено, что первая собственная частота больше предельного значения собственной частоты. Предельное значение собственной частоты по таблице 11.5 СП 20.13330.2016 [2] для I ветрового района и логарифмическом декременте колебаний $\delta=0.3$ – для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций составляет 0,95 Гц.

$$f_I=1.06 \text{ Гц} > f_{lim}=0.95 \text{ Гц}$$

Таким образом, поправку в пульсационную составляющую, определённую в пункте 3.2.3, вводить не требуется.

Схемы приложения нагрузок на спортивный блок школы представлены на рисунках 3.4 – 3.10.

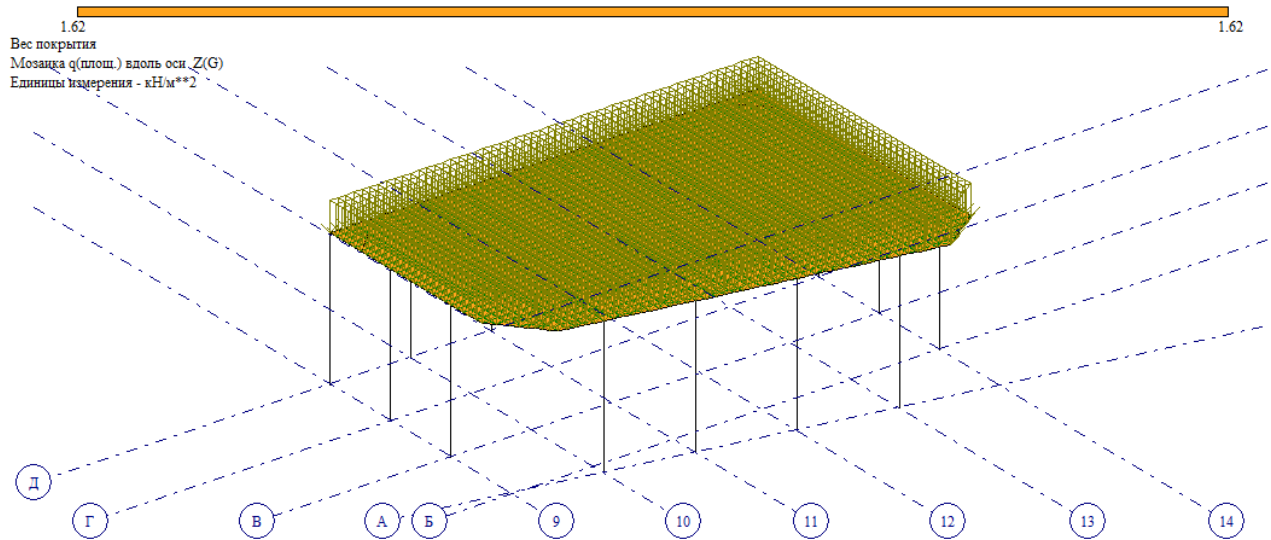


Рисунок 3.4. Нагрузка от веса покрытия.

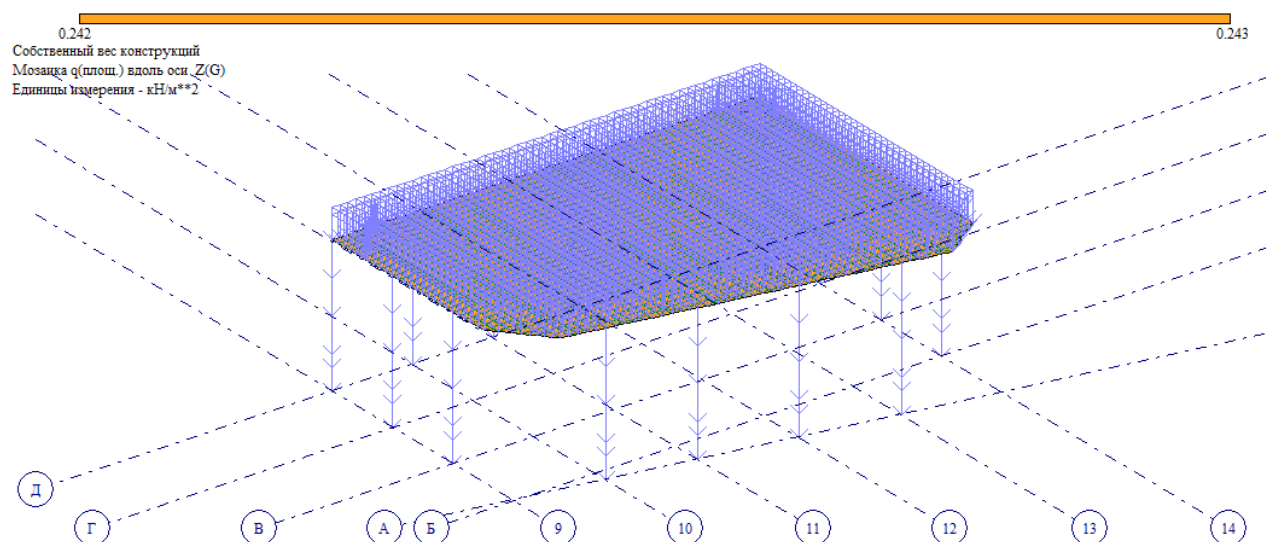


Рисунок 3.5. Нагрузка от собственного веса конструкций.

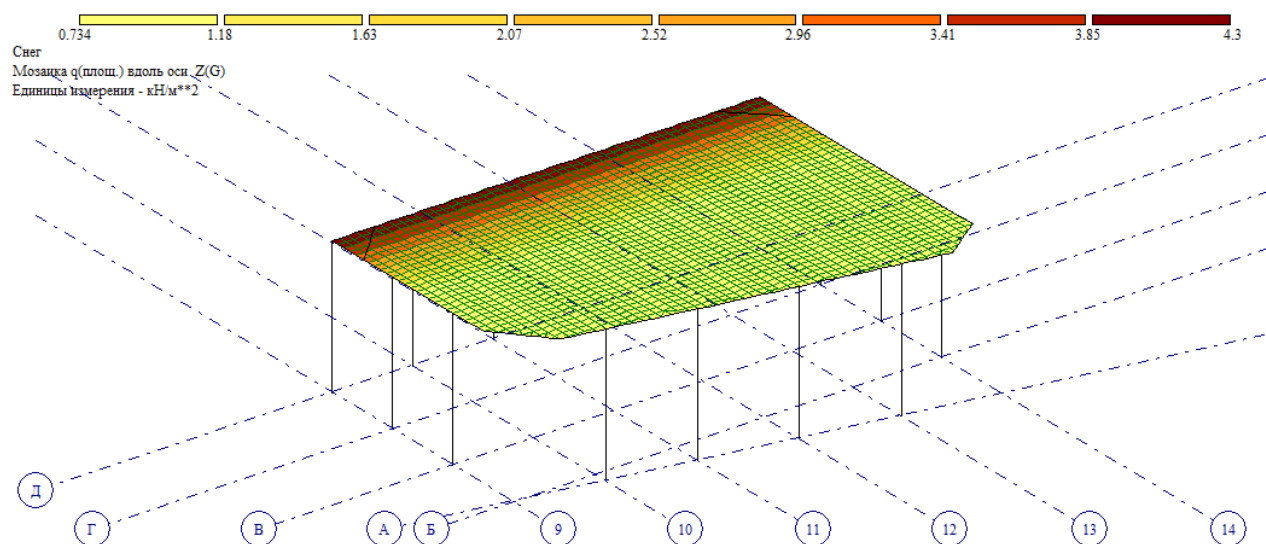


Рисунок 3.6. Нагрузка снеговая.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

22

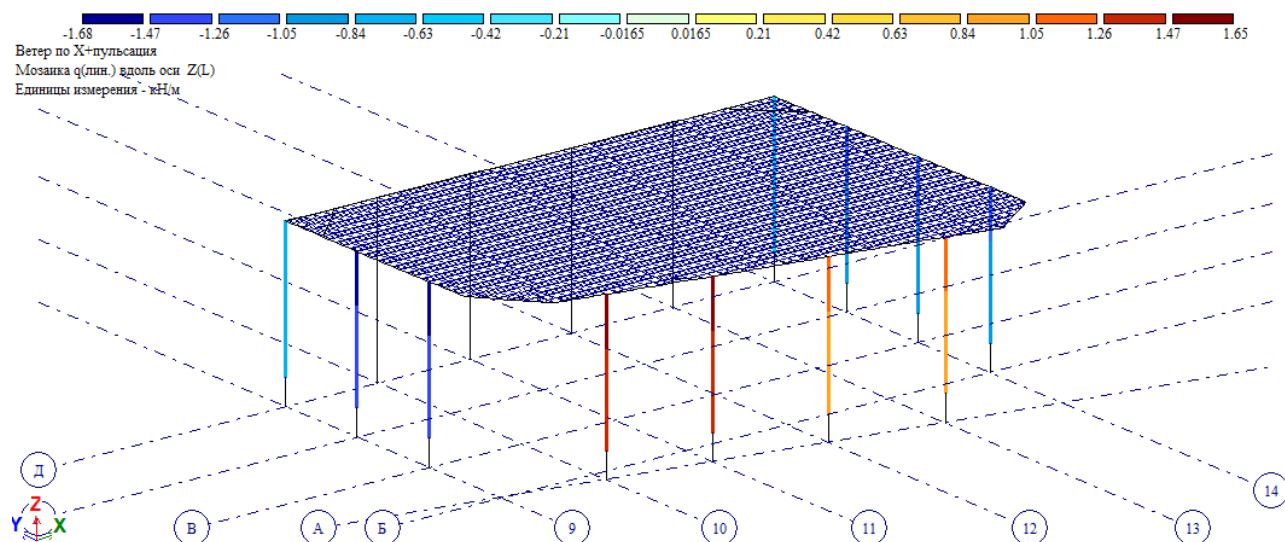


Рисунок 3.7. Нагрузка на вертикальные конструкции от ветра по X + пульсация.

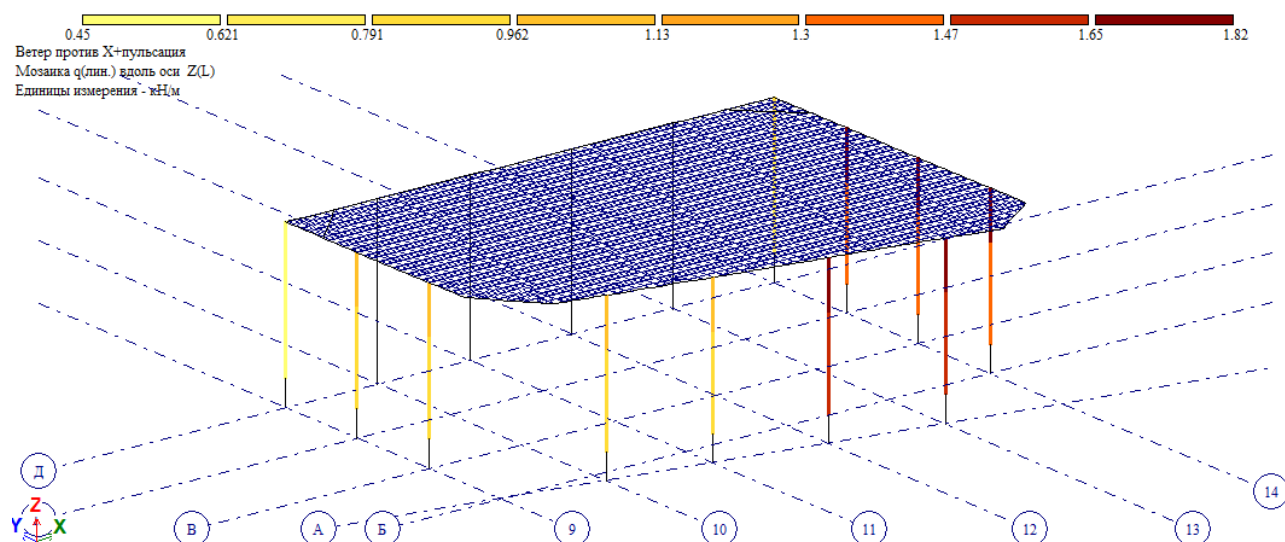


Рисунок 3.8. Нагрузка на вертикальные конструкции от ветра против X + пульсация.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

23

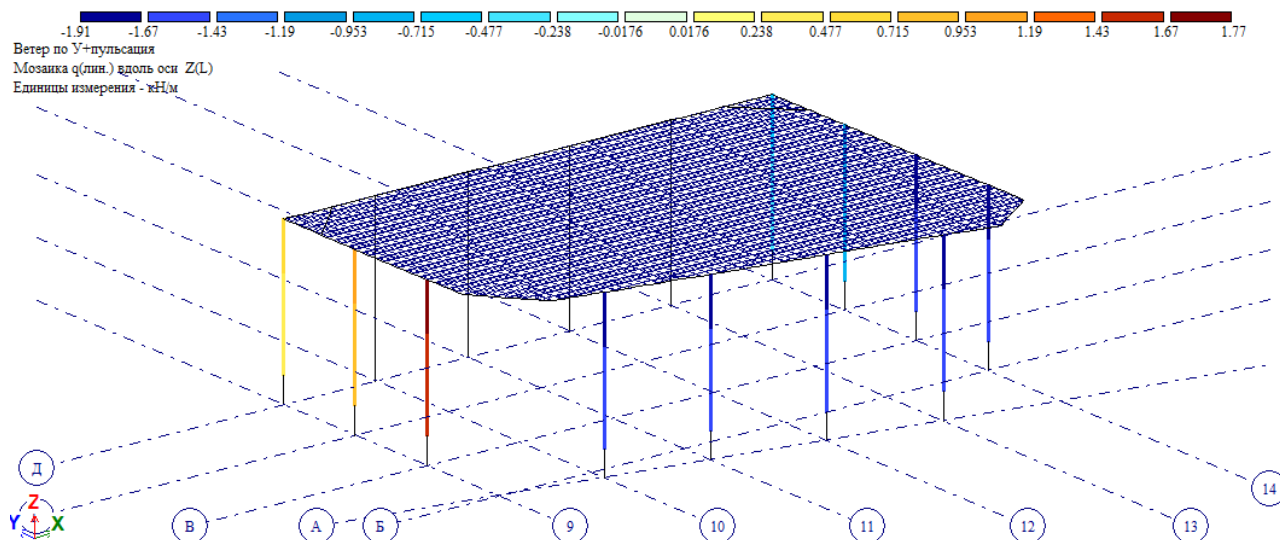


Рисунок 3.9. Нагрузка на вертикальные конструкции от ветра поY + пульсация.

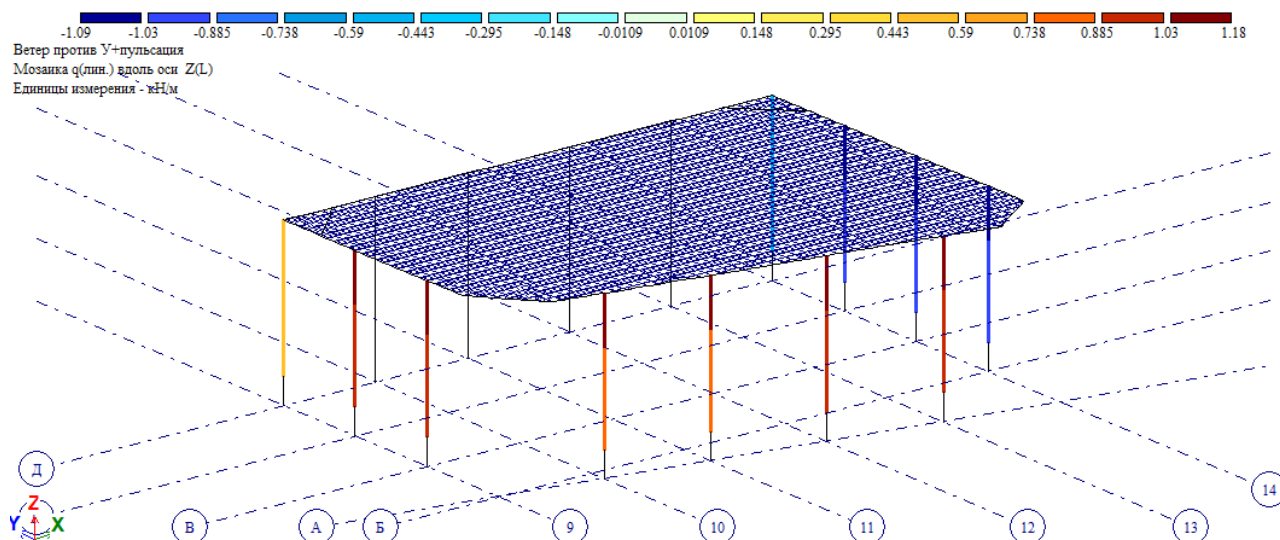


Рисунок 3.10. Нагрузка на вертикальные конструкции от ветра противY + пульсация.

3.3.3. Подбор конструктивных элементов и анализ расчета.

1) Мембрана.

Подбор мембранного покрытия осуществляется вручную на основании результатов, полученных в результате расчета в программном комплексе «ЛИРА-САПР».

В первом приближении толщина мембраны была задана единой по всему периметру покрытия. В результате первого ориентировочного расчета

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

24

напряжения в мембране в области примыкания распорок составили порядка 550-570 МПа (рис. 3.11-3.12), обозначив тем самым применение в данной конструкции высокопрочной стали. Сталь для мембранного покрытия решено принять С440 с пределом текучести $R_y = 430$ МПа. Для экономии материала в местах концентрации напряжений (в области примыкания распорок) принято решение о местном утолщении мембранного покрытия листами толщиной 3 мм (рис. 3.13).

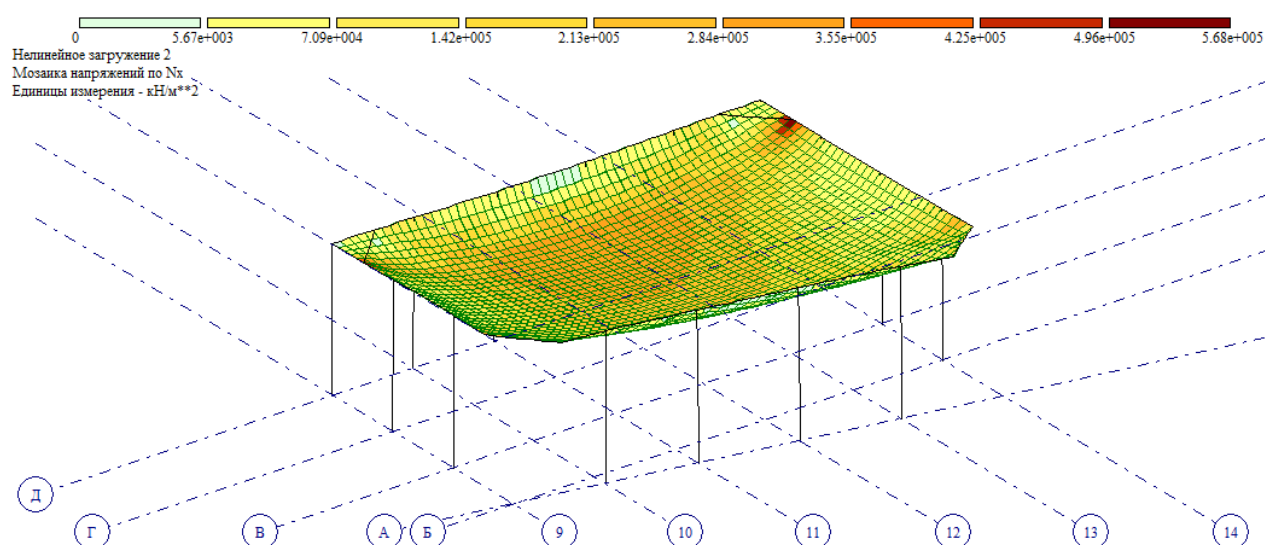


Рисунок 3.11. Нормальные напряжения σ_x в мембране единой толщины.

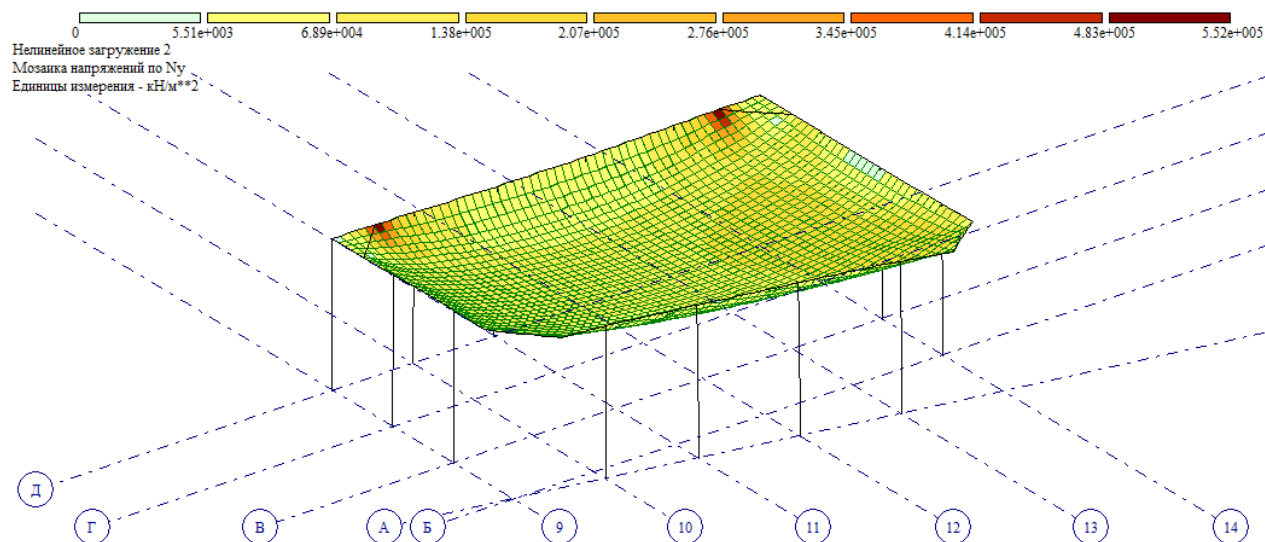


Рисунок 3.12. Нормальные напряжения σ_y в мембране единой толщины.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

25

Загружение 8

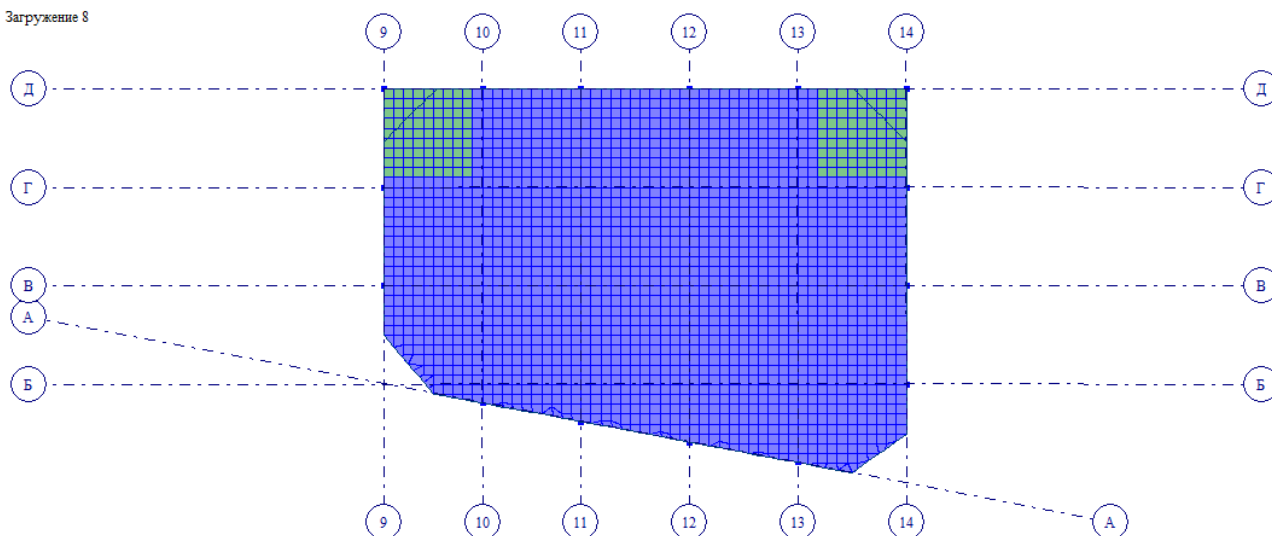


Рисунок 3.13. План мембранного покрытия с вставками-квадратами 6х6 м и толщиной 0,3 см.

Напряженное состояние оболочек является достаточно сложным. Но так как мембрана является тонкой, а, следовательно, гибкой оболочкой, то моменты и поперечные силы, возникающие в ней, пренебрежимо малы по сравнению с нормальными и сдвигающими усилиями. В свою очередь, сдвигающие усилия по сравнению с нормальными несущественно влияют на прочность тонких оболочек. Все это позволяет рассчитывать мембрану по безмоментному напряженному состоянию.

Проверка прочности подобранного мембранного покрытия выполняется в соответствии с п. 11.1.1 СП 16.13330.2017 [1]:

$$\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1$$

где σ_x и σ_y - нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

τ_{xy} - касательные напряжения;

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы, при пролетах до 120 м;

R_y - расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести.

Так как для мембраны используем сталь марки С440 (высокопрочную), следовательно, заменим R_y на $R_u = 525$ МПа (расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу по временному сопротивлению) с использованием $\gamma_u = 1,3$ (коэффициента надежности при расчетах по временному сопротивлению).

Нормальные и касательные напряжения в мембране были получены в результате расчета в программном комплексе. Результаты расчета представлены на рисунках 3.14-3.16.

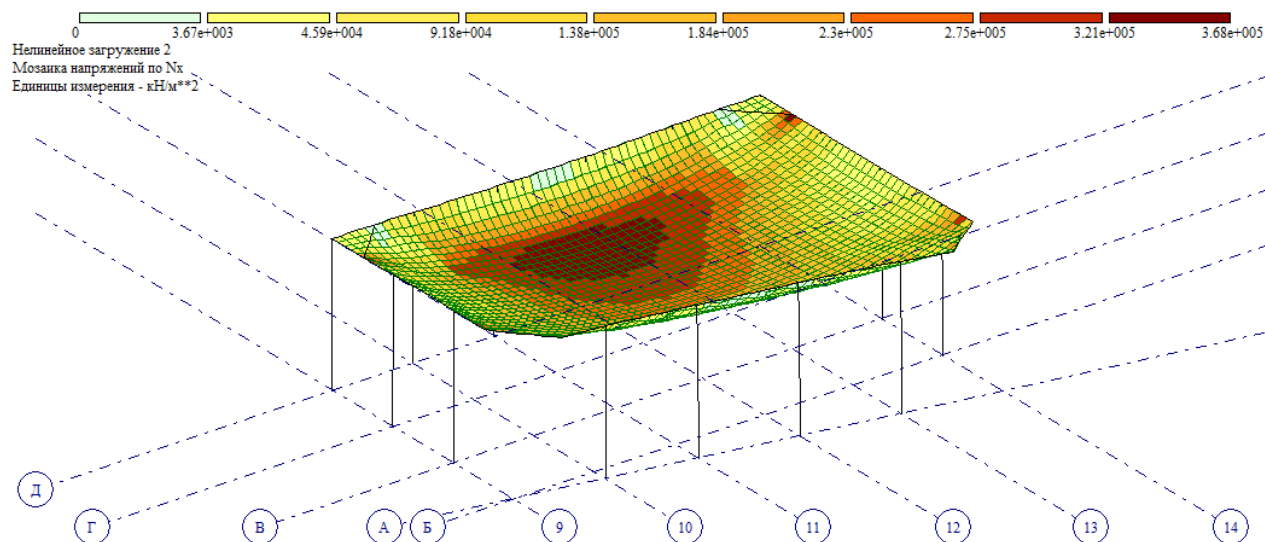


Рисунок 3.14. Нормальные напряжения σ_x в мембране.

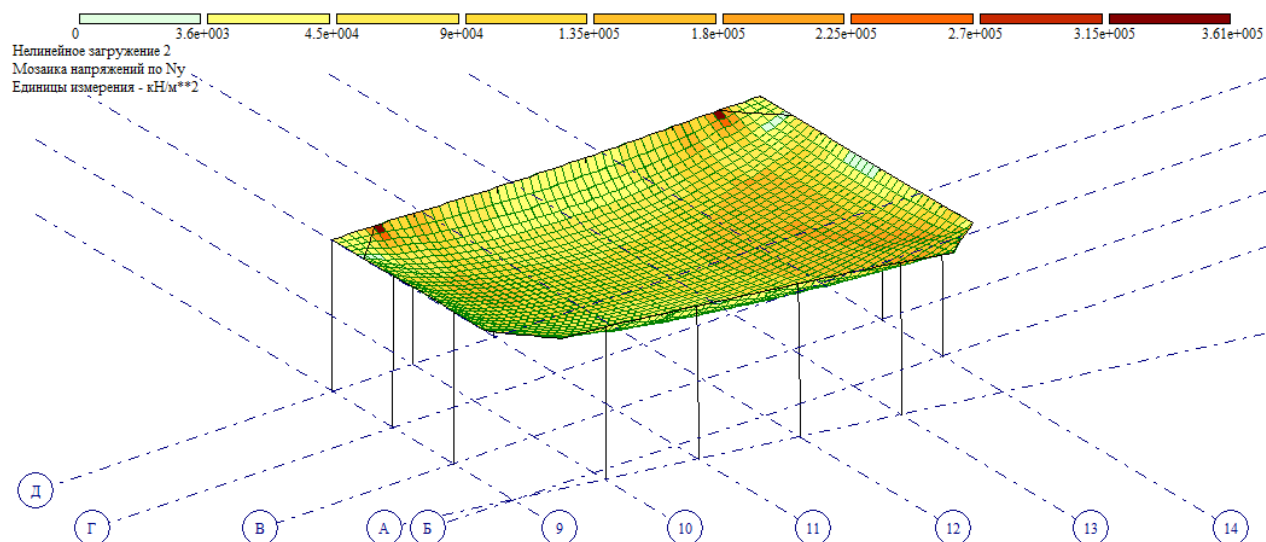


Рисунок 3.15. Нормальные напряжения σ_y в мембране.

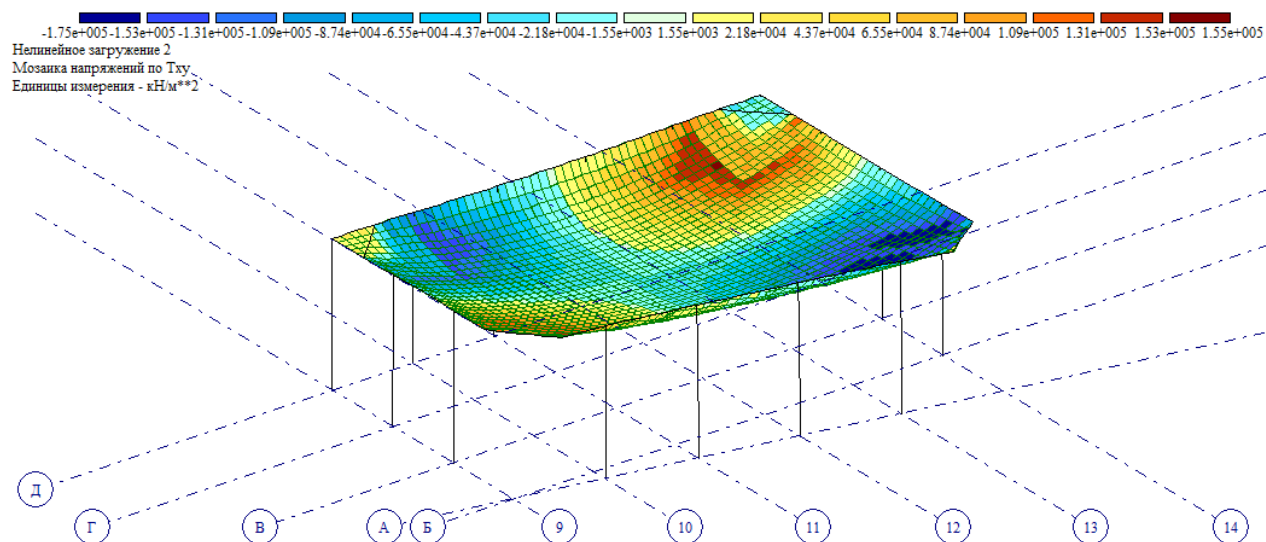


Рисунок 3.16. Касательные напряжения τ_{xy} в мембране.

Как видно из распределения напряжений в мембране, наибольшая их концентрация возникает у распорок. Выполним проверку прочности мембранного покрытия у распорок.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

28

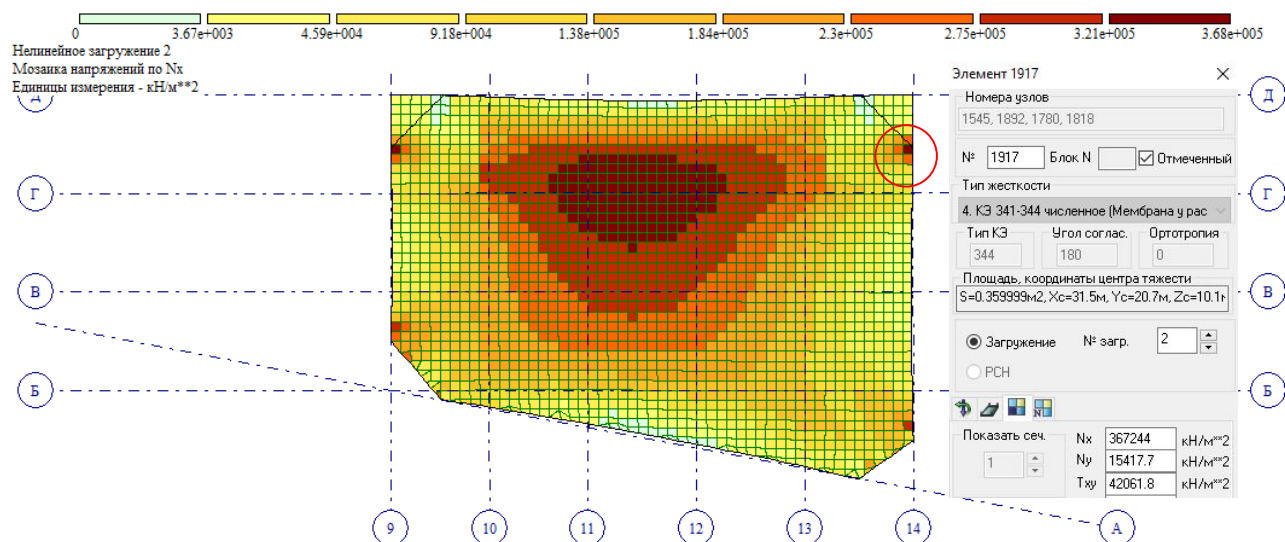


Рисунок 3.17. К определению значений напряжений у распорок.

$$\frac{1}{\left(R_u \cdot \frac{1}{r_u}\right) \cdot \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

$$= \frac{1}{\left(52,5 \text{ кН/см}^2 \cdot \frac{1}{1,3}\right) \cdot 1,0} \sqrt{(36,7)^2 - 36,7 \cdot 1,54 + (1,54)^2 + 3(4,21)^2} = 0,95$$

$$\leq 1$$

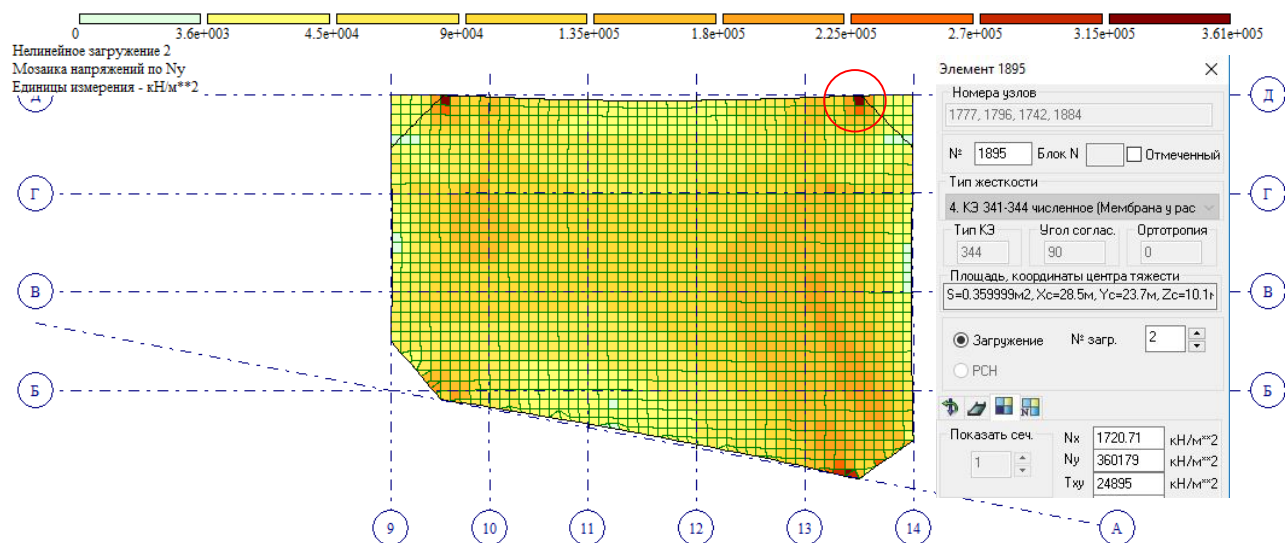


Рисунок 3.18. К определению значений напряжений у распорок.

$$\frac{1}{\left(R_u \cdot \frac{1}{\gamma_u}\right) \cdot \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

$$= \frac{1}{\left(52,5 \text{ кН/см}^2 \cdot \frac{1}{1,3}\right) \cdot 1,0} \sqrt{(0,17)^2 - 0,17 \cdot 36,0 + (36,0)^2 + 3(2,49)^2} = 0,90$$

$$\leq 1$$

Прочность мембраны обеспечена.

Проверка мембранного покрытия по 2-му предельному состоянию заключалась в нахождении прогиба мембраны от вертикальных нормативных длительных нагрузок и сравнения его с предельно допустимым. Кроме того, учитывалось, что для висячих покрытий оцениваются прогибы только от временной нагрузки, какой в данном случае является снеговая. Для оценки прогиба было задано дополнительное нелинейное нагружение №12 с добавлением длительной части снеговой нагрузки с понижающим коэффициентом 0.5.

На рисунке 3.19 представлены прогибы мембраны от полной нормативной нагрузки. На рисунке 3.20 прогибы от постоянной.

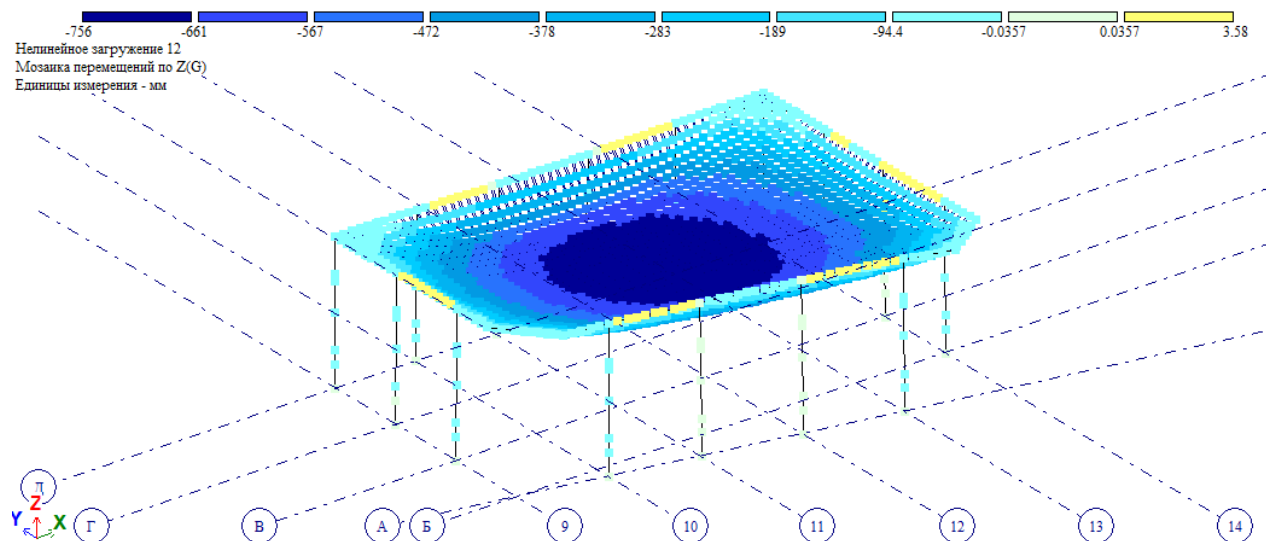


Рисунок 3.19. Мозаика перемещений узлов мембранного покрытия по оси Z от нормативной нагрузки: «Постоянная+снеговая (длительная)».

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

30

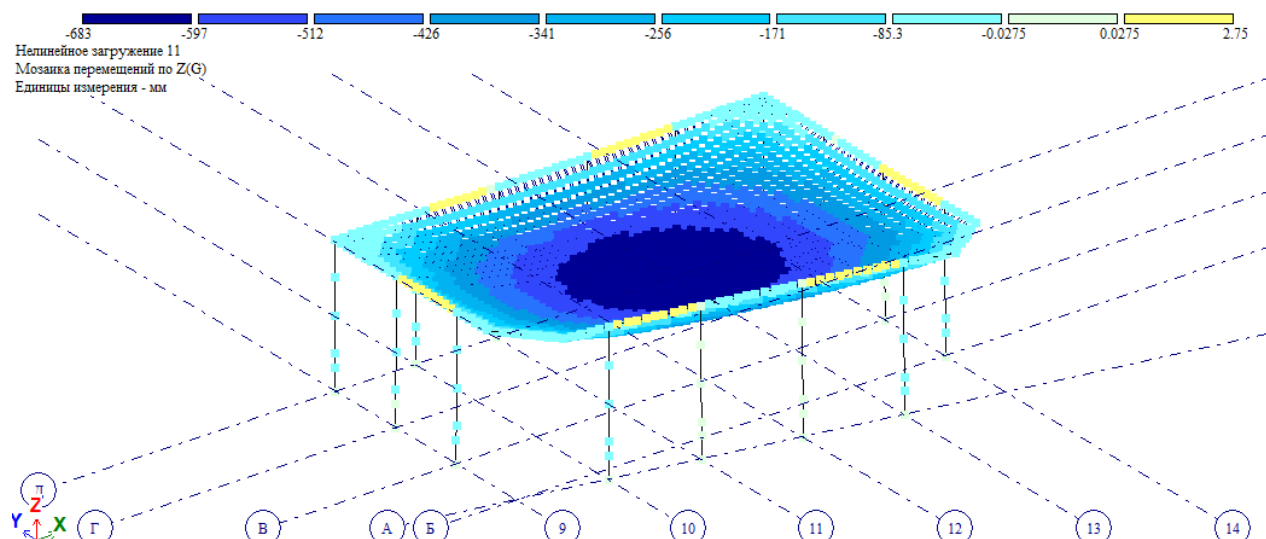


Рисунок 3.20. Мозаика перемещений узлов мембранного покрытия по оси Z от действия постоянной нагрузки.

Максимальный прогиб от нормативной длительной снеговой нагрузки:

$$756 - 683 = 73 \text{ мм},$$

что составляет $73/20000=1/274$ пролета и не превышает предельно допустимый прогиб для пролета 20 метров:

$$f_u = 1/239$$

2) Опорный контур.

Опорный контур данной конструкции замкнутый из прокатных двутавров воспринимает с мембраны цепные усилия (нормальные и касательные) и передает на нижележащие конструкции в основном вертикальные усилия. Контур воспринимает сжатие с изгибом в двух плоскостях. Усилия сжатия возрастают от углов к середине пролета за счет передачи касательных усилий с мембраны на контур.

Поперечное сечение опорного контура определяется расчетом покрытия с учетом податливости контура, которая характеризуется относительными жёсткостями опорного контура: продольной (\bar{k}) и изгибной в горизонтальной плоскости (\bar{n}).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

31

В соответствии с «Рекомендациями по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане для реконструируемых зданий и сооружений» относительные жёсткости для опорного контура из стали рекомендуется принимать не менее:

$$\bar{n} = \frac{(E \cdot J)_k}{E \cdot t \cdot a_1^3} \geq 0,000025$$

$$\bar{k} = \frac{(E \cdot A)_k}{E \cdot t \cdot a_1} \geq 0,5$$

где $(E \cdot J)_k$ и $(E \cdot A)_k$ - изгибная (в горизонтальной плоскости) и продольная жесткости контура;

E - модуль упругости стали;

t - толщина мембраны;

$a_1 = a - a_B$ - половина пролета покрытия a с вычетом длины распорки a_B ;

J_y - момент инерции сечения;

A - площадь сечения.

Подбор основного сечения опорного контура производился в программном комплексе. По результатам расчета, представленных на рисунке 3.21, основным профилем для контура выбран двутавр 40К2.

					И_53551014	Лист
						32
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

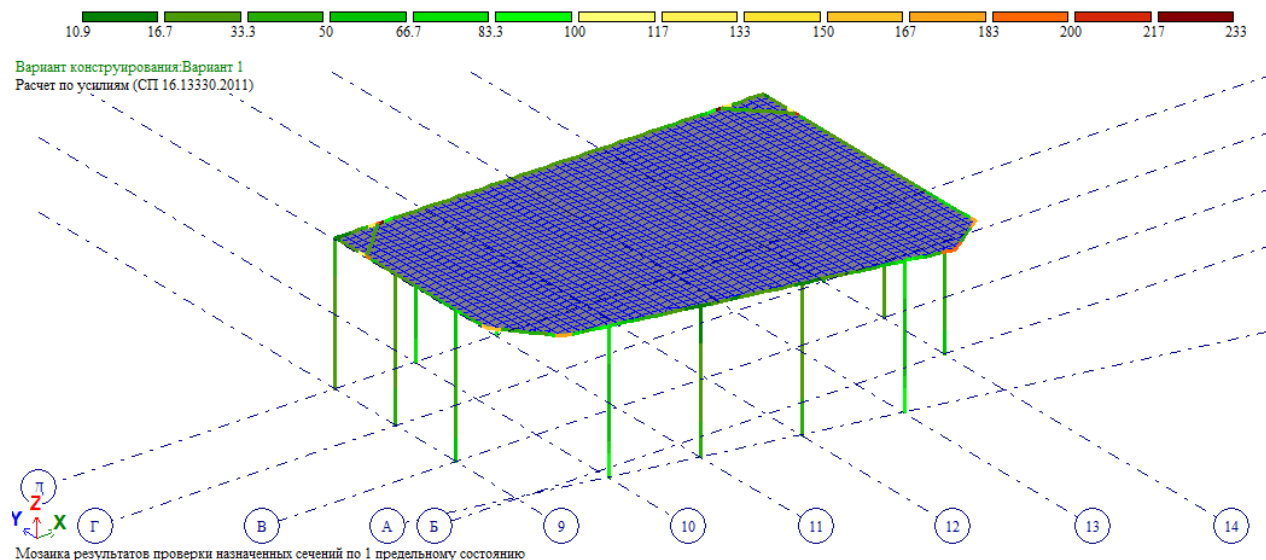


Рисунок 3.21. Результаты проверки опорного контура 40К2 по 1-му предельному состоянию.

Как видно из рисунка 3.21 прочности подобранного двутавра не достаточно у распорок, следовательно, необходимо его усиление.

Геометрические параметры накладки задаем из условия удобства сварки накладываемой пластинки к полке прокатного двутавра и принимаем:

$$b_H = 450 \text{ мм}$$

$$t_H = 28 \text{ мм}$$

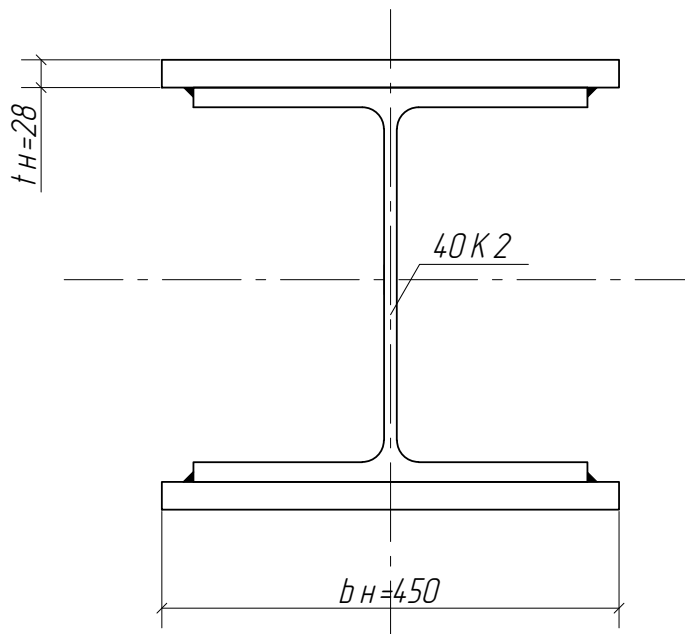


Рисунок 3.22. Сечение опорного контура с накладками.

Геометрические характеристики полученного сечения:

$$A = 462,96 \text{ см}^3;$$

$$W_x = 7882,042 \text{ см}^3;$$

$$W_y = 3193,75 \text{ см}^3;$$

Условие прочности при изгибе в двух плоскостях и действии продольной силы для двутавровых балок с $R_{yn} \leq 440 \text{ МПа}$:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Сталь опорного контура С255 с $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$;

Коэффициент условий работы при проверке на прочность $\gamma_c = 1$;

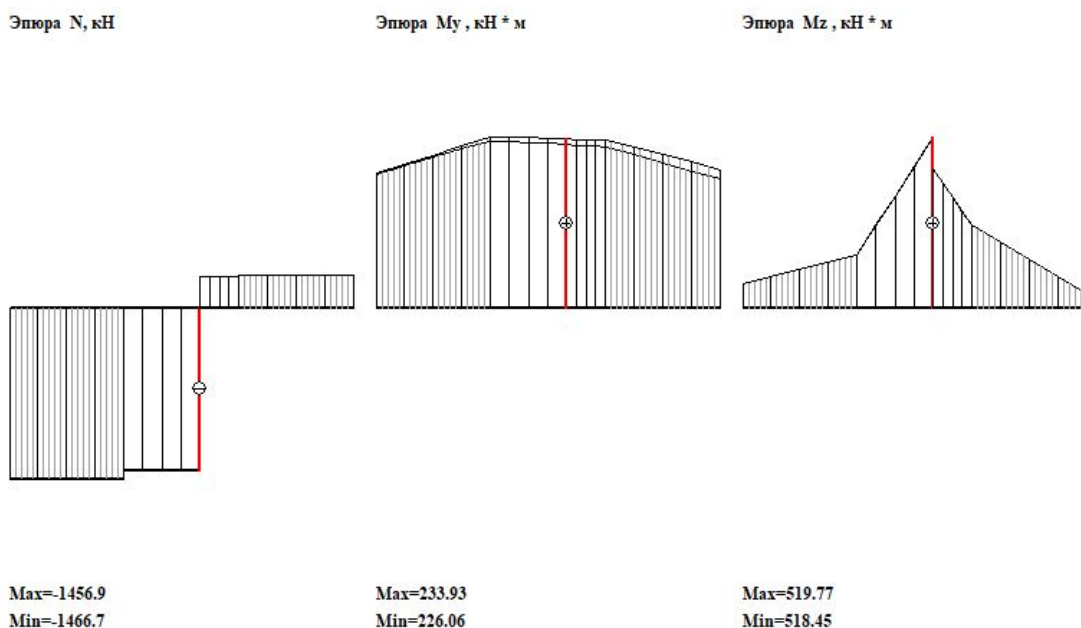


Рисунок 3.23. Эпюры усилий у распорки опорного контура.

Эпюры N, Mx и My представлены на рисунке 3.23 для элемента с наихудшим сочетанием усилиями возле распорки.

Проверка прочности:

$$\frac{1456,9 \text{ кН}}{462,96 \text{ см}^2 \cdot 23 \text{ кН/см}^2 \cdot 1} + \frac{23393 \text{ кН} \cdot \text{см}}{7882,042 \text{ см}^3 \cdot 23 \text{ кН/см}^2 \cdot 1,0} + \frac{51977 \text{ кН} \cdot \text{см}}{3193,75 \text{ см}^3 \cdot 23 \text{ кН/см}^2 \cdot 1,0} = 0,97 \leq 1$$

Подобранное сечение удовлетворяет условию прочности.

Длину участка усиления подбираем так, чтобы перекрыть полностью неблагоприятные участки у распорок.

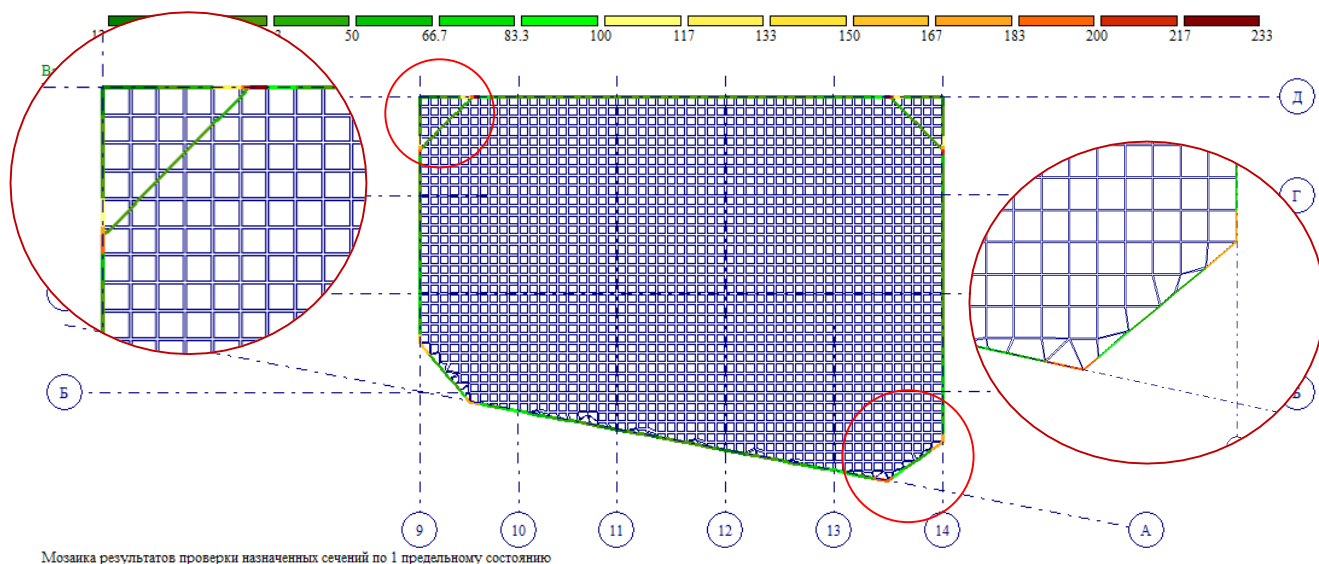


Рисунок 3.24. Определение длин участков усиления контура.

Как видно из рисунка 3.3.24. длина участка усиления должна быть около 1,5 длины конечного элемента в каждую сторону от распорки. Сетка конечных элементов была разбита прямоугольными и треугольными КЭ со стороной 0,6 м, следовательно, длину участка усиления принимаем 1 м в каждую сторону от распорки.

Для проверки устойчивости опорного контура в плоскости мембраны найдем относительные жесткости подобранного опорного контура:

$E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа - модуль упругости стали;

$t = 0,15$ см - толщина мембраны;

$a_1 = a - a_B = 1590 \text{ см} - 300 \text{ см} = 1290 \text{ см}$ – половина пролета покрытия a с вычетом длины распорки a_B ;

$J_y = 21350 \text{ см}^4$ - момент инерции сечения;

$A = 210,96 \text{ см}^2$ – площадь сечения.

$$\bar{n} = \frac{(2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2 \cdot 21350 \text{ см}^4)_k}{2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2 \cdot 0,15 \text{ см} \cdot (1290 \text{ см})^3} = 0,000066 > 0,000025$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

36

$$\bar{k} = \frac{\left(2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 210,96 \text{ см}^2\right)_k}{2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 0,15 \text{ см} \cdot 1290 \text{ см}} = 1,09 > 0,5$$

Так как относительные жёсткости выбранного опорного контура удовлетворяют условиям $\bar{n} \geq 0,000025$ и $\bar{k} \geq 0,5$, то контур в процессе загрузки мембранного покрытия не может потерять общую устойчивость, поэтому контур рассчитывается только на прочность.

Таким образом, конструкция опорного контура удовлетворяет 1-му предельному состоянию.

Проверку выбранного опорного контура по 2-му предельному состоянию выполняем в плоскости мембраны путем сравнения полученных в программном комплексе перемещений узлов опорного контура с предельным значением перемещения.

Предельное значение перемещения для опорного контура:

$$f_u = \frac{1}{300} L,$$

где L – длина стороны опорного контура.

Значения максимальных перемещений узлов опорного контура от нормативных нагрузок в горизонтальной плоскости по каждой из сторон контура представлены в таблице 3.12.

Таблица 3.12. Максимальные горизонтальные перемещения узлов пролета опорного контура.

Ось	Длина стороны (м)	f_u (мм)	№ узла	X (мм)	Y (мм)	№ загруж
14-14	24	80	13	29.17	-	7
A-A	30	100	61	-	56.52	
9-9	18	60	924	23.78	-	
Д-Д	30	100	1723	-	84.70	
14-14	24	80	13	36.38	-	8

A-A	30	100	61	-	56.43	
9-9	18	60	924	16.82	-	
Д-Д	30	100	1723	-	84.81	
14-14	24	80	13	-32.03	-	9
A-A	30	100	61	-	62.63	
9-9	18	60	924	20.64	-	
Д-Д	30	100	1723	-	79.55	10
14-14	24	80	13	32.03	-	
A-A	30	100	61	-	57.01	
9-9	18	60	924	20.69	-	
Д-Д	30	100	1723	-	84.27	

Таким образом, опорный контур удовлетворяет 2-му предельному состоянию.

3) Колонны.

Сечение колон сплошное двуторовое типа К подбиралось в программном комплексе. По результатам расчета был подобран двутавр 40К2.

Результаты проверки по 1-му предельному состоянию представлены на рисунке 3.25.

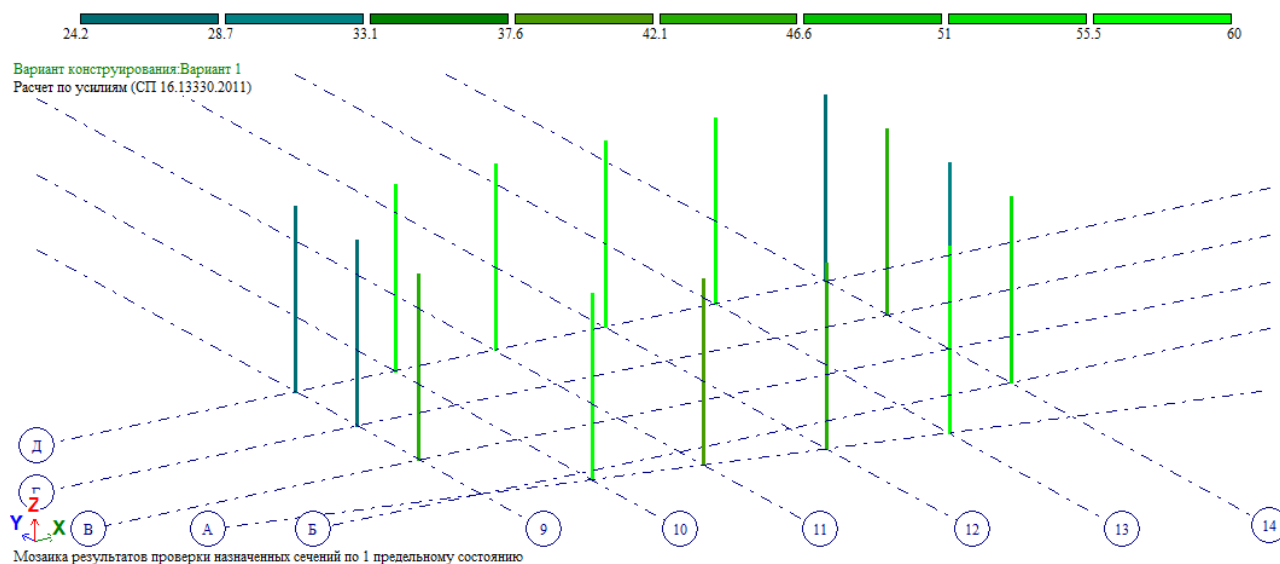


Рисунок 3.25. Результаты проверки колонн 40К2 по 1му предельному состоянию.

3.3.4. Параметры конструирования КЭ.

Таблица 3.13. Параметры конструирования КЭ.

Элемент	Жесткостные характеристики				Характеристики материалов	Расчетные длины	Тип соединения
Колонна	Двутавр 40К2				C255	$l_z = 20,2 \text{ м}$ $l_y = 20,2 \text{ м}$	Жестко с фундаментом
Опорный контур	Двутавр 40К2				C255	-	Шарнирно с колонной
Мембрана	Модуль упругости E, кН/м ²	ν	Толщина, см	Удельный вес R ₀ , кН/м ³	C440	-	Жестко с опорным контуром
	2,06*10 ⁸	0,3	0,15	76,9822			
Мембрана вставки	2,06*10 ⁸	0,3	0,3	76,9822	C440	-	Жестко с опорным контуром

3.3.5. Результаты расчета.

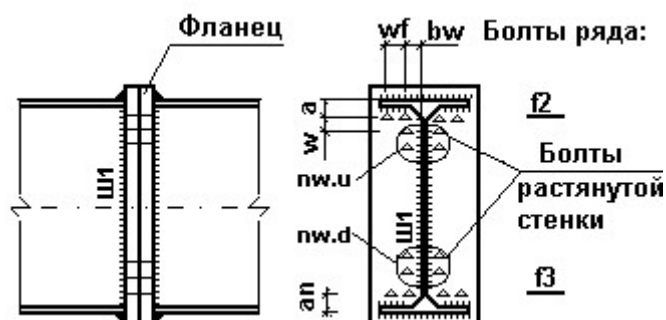
Результаты расчета представлены в Приложении 2.

3.3.6. Расчет узлов.

Узел соединения распорки с контуром.

Узел соединения распорки с контуром выполняем с помощью фланцевого соединения. Расчет данного узла выполнялся в программном комплексе. Результаты расчета представлены в таблицах 3.14-3.15.

Таблица 3.14. Исходные данные для расчета узла соединения распорки.



Узел1903: Исходные данные

Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Балка1	Профиль	I40K2; СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	C255; ГОСТ 27772-88	--
Балка2	Профиль	I40K2; ГОСТ 26020 - 83	--
	Сталь	C255; ГОСТ 27772-88	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Болты	Марка стали	40X (ГОСТ Р 52643)	--
	Диаметр	2.00	см
Фланец	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	43.00	см
	Длина	43.00	см
	Толщина	2.00	см

Таблица 3.3.15. Результаты подбора элементов узла соединения распорки.

Узел1903: Результаты подбора (СП 16.13330.2011)								
Параметр	Свойство	Значение	Процент использ. ,%	Внутренние усилия				
				N, кН	My, кНм	Qz, кН	Mz, кНм	Qy, кН
Болты	Кол-во болтов ряда f2	2	0.3	- 1367.46*	1.705*	1.126*	44.211	1.490
	Кол-во болтов ряда f3	2						
	Кол-во болтов растянут. стенки nw.u	0						
	Кол-во болтов растянут. стенки nw.d	0						
Фланец	Толщина t	2.0 см	0.3	- 1367.46*	1.705*	1.126*	44.211	1.490
	Ширина	43.0 см						
	Длина	43.0 см						
Шов Ш1	Катет полки	0.8 см	91.4	- 2477.13*	2.237*	1.133*	89.563	6.912
	Катет стенки	0.8 см						
Размер w	--	5.5 см	--	--	--	--	--	--
Размер a	--	4.5 см	--	--	--	--	--	--
Размер an	--	4.5 см	--	--	--	--	--	--
Размер wf	--	5.5 см	--	--	--	--	--	--
Размер bw	--	2.5 см	--	--	--	--	--	--

* - усилия, участвующие в подборе или проверки соответствующего параметра.

4.Конструирование и расчет Основной школы

4.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Общая конструктивная схема представляет собой рамно-связевой каркас с сеткой колонн 6 х 6 м, 6 х 6,6 м, а также переходом на втором этаже здания с пролетом 18 метров, устроенным двумя параллельными фермами.

Основные элементы схемы:

- Колонны (К1)– прокатный двутар типа К по СТО АСЧМ 20-93 [4];
- Ригели продольный (Р1, Р2, Р3) – составной двутавр с развитым нижним поясом из листов по ГОСТ 82-70 [7];
- Ригель поперечный (Р4, Р5) – прокатный двутвр типа Б по СТО АСЧМ 20-93 [4];
- Ферма – стальные гнутые замкнутые квадратные и прямоугольные профили по ГОСТ 30245-2012 [6];
- Связи (СГ, СВ) – стальные гнутые замкнутые квадратные и прямоугольные профили по ГОСТ 30245-2012 [6];
- Главные балки настила (Б1) - прокатный двутавр типа Б по СТО АСЧМ 20-93 [4];
- Балки настила (Б2, Б3) – прокатный двутавр типа Б по СТО АСЧМ 20-93 [4];
- Настил – профиль стальной листовой гнутый с трапециевидными гофрами по ГОСТ 24045-94 [5];
- Диафрагмы жесткости – монолитный железобетон В30 толщиной 16 см;
- Перекрытия – железобетонные плиты непрерывного формования;
- Фундаментная плита –монолитный железобетон В30 толщиной 60 см.

					И_53551014	Лист
						42
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

4.2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

4.2.1. Постоянная нагрузка

Таблица 4.1. Сбор постоянных нагрузок.

№	Наименование слоя	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Покрытие в осях 1-4, Д-С; 4-11, Н-С; 11-14, Д-С.				
1	“Изопласт К” 1 слой (с крупнозернистой посыпкой)	0,05	1,3	0,065
2	“Изопласт П” 1 слой	0,04	1,3	0,05
3	Армированная цементно-песчаная стяжка $h = 0,04$ м, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,72	1,3	0,936
4	Минватные плиты Rockwool (жесткие), $h = 0,1$ м, $\gamma = 1,9$ кН/м ³	0,19	1,3	0,247
5	Минватные плиты Rockwool (мягкие), $h = 0,1$ м, $\gamma = 1,1$ кН/м ³	0,11	1,3	0,143
6	Керамзитовый гравий (создание уклона), $h = 0,05$ м, $\gamma = 6$ кН/м ³	0,3	1,3	0,39
7	Ж/б плита типа ПБ	3,09	1,1	3,4
Итого:		4,500	1,271	5,232
Покрытие в осях 4-11, Д-Ж.				
1	Кровельная ПВХ-мембрана	0,013	1,3	0,02
2	Минватные плиты Rockwool(жесткие), $h = 0,05$ м, $\gamma = 1,9$ кН/м ³	0,095	1,3	0,1235
3	Минватные плиты Rockwool(мягкие), $h = 0,15$ м, $\gamma = 1,1$ кН/м ³	0,165	1,3	0,2145
4	Стальной профилированный настил Н114-600-0,8	0,14	1,05	0,147
Итого:		0,413	1,24	0,505
Вес перекрытия				
1	Керамическая плитка, $h = 0,02$ м, $\gamma = 12$ кН/м ³	0,24	1,3	0,312

2	Армированная цементно-песчаная стяжка, $h = 0,04$ м, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,72	1,3	0,936
3	Керамзитовая подсыпка, $h = 0,18$ м, $\gamma = 0,4$ кН/м ³	0,072	1,3	0,0936
4	Ж/б плита типа ПБ	3,09	1,1	3,4
Итого:		4,12	1,25	5,15
Вес перегородок				
1	Перегородки	1	1,3	1,3
Итого:		1	1,3	1,3
Собственный вес				
1	МК конструкции	Автоматически в ЛИРЕ	1,05	Автоматически в ЛИРЕ
Итого:		Автоматически в ЛИРЕ	1,05	Автоматически в ЛИРЕ

4.2.2. Временная нагрузка

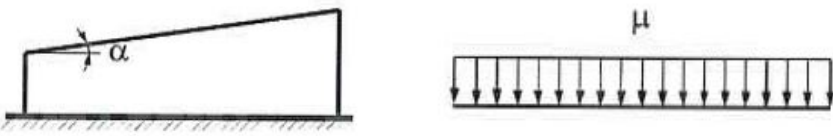
Таблица 4.2. Сбор временных нагрузок.

№	Назначение помещения	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²	Доля длительности	Расчетная длительная часть нагрузки
Полезная нагрузка						
1	Обеденный зал и коридоры (рекреации) при классных помещениях	3,0	1,2	3,6	0,35	1,26
2	Коридоры и рекреации при обеденном и читальном зале	4,0	1,2	4,8	0,35	1,68
3	Спортивные залы	5,0	1,2	6	0,35	2,1

4.2.3. Снеговая нагрузка

Таблица 4.3. Сбор снеговой нагрузки.

Параметр	Значение
Район строительства	г. Москва

Снеговой район	III						
Тип местности	B						
Вес снегового покрова горизонтальной поверхности земли S_g	1,5 кН/м ²						
Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f	1,4						
Средняя температура января	-7,2 °C						
Коэффициент, понижающий снеговую нагрузку	0,5						
							
Высота здания h	12,8 м						
Размер здания d	81,6 x 73,8 м						
Эквивалентная высота здания z_e (для $h < d$)	12,8 м						
Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e	0,71						
l – наибольший размер покрытия	81,6 м						
b – наименьший размер покрытия	73,8 м						
$l_c = 2b - b^2/l$	80,85 м						
Коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий под действием ветра или иных факторов c_e	$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c) =$ $(1,2 - 0,4\sqrt{0,71})(0,8 + 0,002 \cdot 80,85) = 0,83$						
Термический коэффициент c_t	1,0						
Коэффициент переходы от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ	<p>Таблица Б.1</p> <table border="1"> <tr> <td>Уклон покрытия α, град.</td><td>μ</td></tr> <tr> <td>$\alpha \leq 30^\circ$</td><td>1</td></tr> <tr> <td>$\alpha \geq 60^\circ$</td><td>0</td></tr> </table>	Уклон покрытия α , град.	μ	$\alpha \leq 30^\circ$	1	$\alpha \geq 60^\circ$	0
Уклон покрытия α , град.	μ						
$\alpha \leq 30^\circ$	1						
$\alpha \geq 60^\circ$	0						

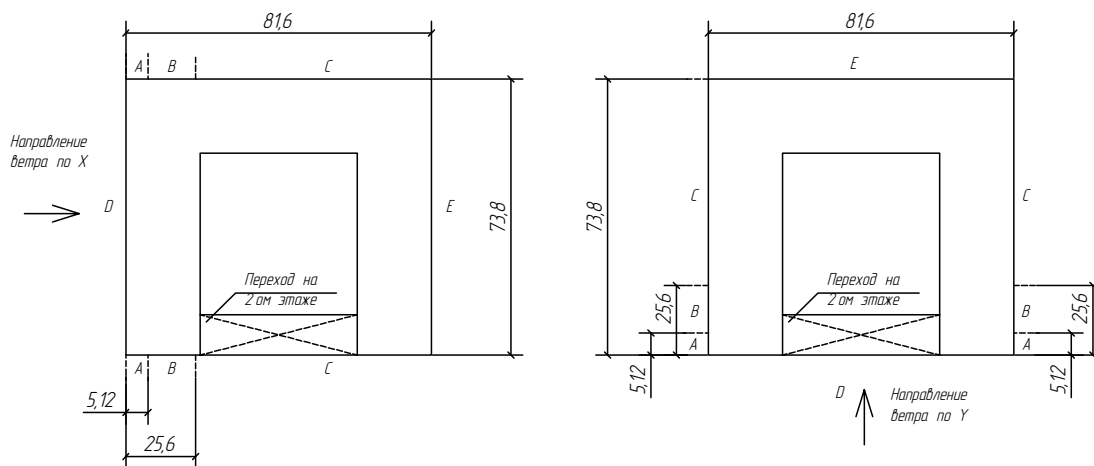
Нормативное значение снеговой нагрузки $S_0 = 0.7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$	0,8715 кН/м ²
Расчетное значение снеговой нагрузки	1,22 кН/м ²
Пониженное значение снеговой расчетной нагрузки $S_0 = 0.5 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$	0,622 кН/м ²

——— *расчетное значение* 1,22 кН / м²
——— *нормативное значение* 0,87 кН / м²
——— *нормативное (пониженное) значение* 0,622 кН / м²

4.2.4. Ветровая нагрузка

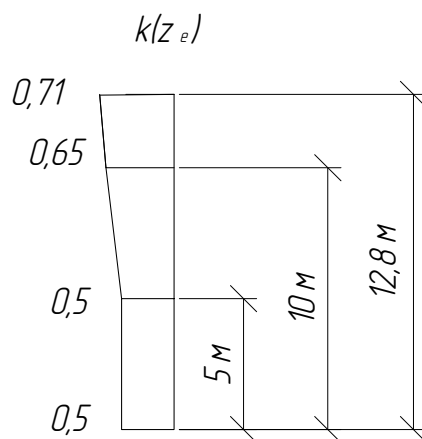
Таблица 4.4. Определение средней составляющей ветровой нагрузки.

Параметр	Значение
Ветровой регион	I
Нормативное значение ветрового давления w_0	0,23 кПа (кН/м ²)
Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f	1,4



Направление ветра по X (против X)

d	81,6 м
b	73,8 м
h	12,8 м
$h < d$	
$z_e = h$	12,8 м
Тип местности	В
$k(z_e)$	0,71



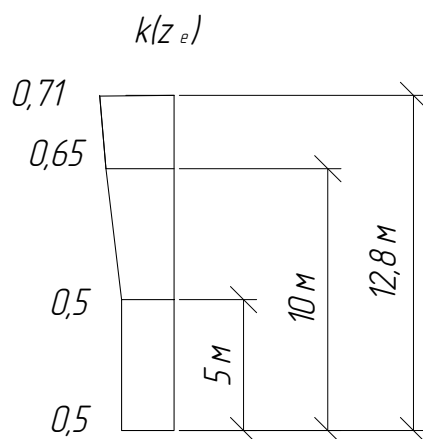
$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$$

e		25,6 м	
Тип участка	Аэродинамический коэффициент c	Нормативное значение w_m , кН/м ²	Расчетное значение w_m , кН/м ²

		h=5м	h=10м	h=12,8м	h=5м	h=10м	h=12,8м
Участок D	0,8	0,09	0,12	0,13	0,13	0,16	0,18
Участок E	-0,5	0,06	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11
Участок A	-1,0	0,11	0,15	0,16	0,15	0,2	0,22
Участок B	-0,8	0,09	0,12	0,13	0,13	0,16	0,18
Участок C	-0,5	0,06	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11

Направление ветра по Y (против Y)

d	73,8 м
b	81,6 м
h	12,8 м
$h < d$	
$z_e = h$	12,8 м
$k(z_e)$	0,71



$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$$

e		25,6 м					
Тип участка	Аэродинамический коэффициент c	Нормативное значение w_m , кН/м ²			Расчетное значение w_m , кН/м ²		
		h=5м	h=10м	h=5м	h=10м	h=5м	h=10м
Участок D	0,8	0,09	0,12	0,09	0,12	0,09	0,12
Участок E	-0,5	0,06	0,07	0,06	0,07	0,06	0,07
Участок A	-1,0	0,11	0,15	0,11	0,15	0,11	0,15

Участок В	-0,8	0,09	0,12	0,09	0,12	0,09	0,12
Участок С	-0,5	0,06	0,07	0,06	0,07	0,06	0,07

Пульсационная составляющая нагрузки задавалась в программе автоматически.

4.3. РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ

4.3.1. *Общее описание конструктивной схемы и ее отдельных элементов.*

Конструктивная схема здания представлена на рисунке 4.1.

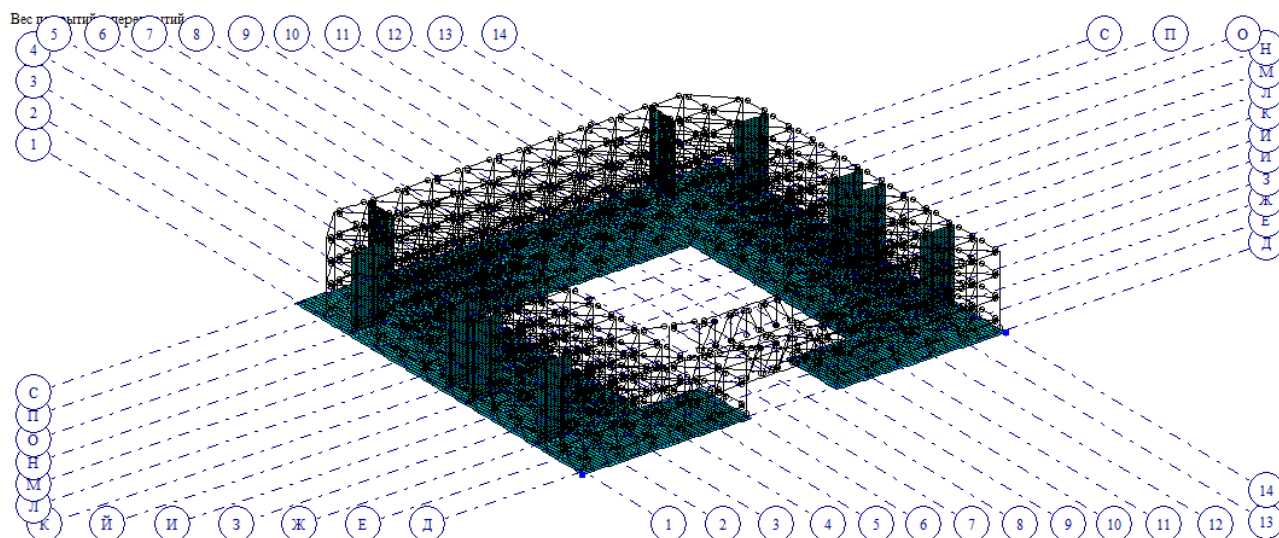


Рисунок 4.1. Конструктивная схема Основной школы.

Состав конечных элементов (КЭ) в конструктивной схеме:

- 1) Тип 10 – универсальный пространственный КЭ для моделирования стержневых конечных элементов (колонн, фермы, ригелей);
- 2) Тип 41 – универсальный прямоугольный КЭ оболочки (диафрагмы жесткости);
- 3) Тип 44 – универсальный четырехугольный КЭ оболочки (фундаментная плита).

4.3.2. Схема приложения нагрузок.

Загружения сформированные на основании таблиц 4.2.1-4.2.4 п. 4.2 представлены в таблице 4.5.

Таблица 4.5. Загружения.

№	Наименование загрузки	Вид загрузки
1	Вес покрытий и перекрытий	Постоянное
2	Собственный вес	Постоянное
3	Вес перегородок	Постоянное
4	Полезная (пониженная)	Временное длит. / Длительное
5	Полезная	Кратковременное
6	Снеговая (пониженная)	Временное длит. / Длительное
7	Снеговая	Кратковременное
8	Ветер по X	Неактивное (стат. ветр. для пульсации)
9	Ветер против X	Неактивное (стат. ветр. для пульсации)
10	Ветер по Y	Неактивное (стат. ветр. для пульсации)
11	Ветер против Y	Неактивное (стат. ветр. для пульсации)
12	Пульсация по X	Мгновенное (пульсация)
13	Пульсация против X	Мгновенное (пульсация)
14	Пульсация по Y	Мгновенное (пульсация)
15	Пульсация против Y	Мгновенное (пульсация)

В соответствии с п. 6.2 СП 20.13330.2016 [2] формируем основные сочетания нагрузок.

$$C_m = P_d + (\Psi_{l1} \cdot P_{l1} + \Psi_{l2} \cdot P_{l2} + \Psi_{l3} \cdot P_{l3} + \dots) \\ + (\Psi_{t1} \cdot P_{t1} + \Psi_{t2} \cdot P_{t2} + \Psi_{t3} \cdot P_{t3} + \dots)$$

где P_d - постоянные нагрузки;

P_l – длительные нагрузки;

P_t - кратковременные нагрузки;

$\Psi_{l1} = 1,0$; $\Psi_{l2} = \Psi_{l3} = \dots = 0,95$ - коэффициенты сочетаний длительных нагрузок;

$\Psi_{t1} = 1,0$; $\Psi_{t2} = 0,9$; $\Psi_{t3} = \Psi_{t4} = \dots = 0,7$ - коэффициенты сочетаний кратковременных нагрузок.

Коэффициенты для формирования таблицы сочетаний в ПК «ЛИРА-САПР» (РСН) представлены в таблицах 4.6-4.10.

Таблица 4.6. Таблица коэффициентов для формирования основных сочетаний нагрузок «Постоянные + временные (без ветра)».

№ загрузки	Сочетания							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8
2	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95
3	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77
4	1,0	0,83	1,0	0,83	-		-	
5	-	-	-	-	1,0	0,83	1,0	0,83
6	0,95	0,68	-	-	1,0	0,71	-	

7	-	-	1,0	0,71	-		0,9	0,64
---	---	---	-----	------	---	--	-----	------

Таблица 4.7. Таблица коэффициентов для формирования основных сочетаний нагрузок «Постоянные + временные (с ветром по X+пульсация)»

№ загрузки	Сочетания							
	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8
2	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95
3	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77
4	1,0	0,83	1,0	0,83	-		-	
5	-	-	-	-	1,0	0,83	1,0	0,83
6	0,95	0,68	-	-	1,0	0,71	-	
7	-	-	1,0	0,71	-		0,9	0,64
12	1,0	0,71	0,9	0,64	0,9	0,64	0,7	0,5

Таблица 4.8. Таблица коэффициентов для формирования основных сочетаний нагрузок «Постоянные + временные (с ветром против X + пульсация)»

№ загрузки	Сочетания							
	17	18	19	20	21	22	23	24
1	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8
2	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95
3	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77
4	1,0	0,83	1,0	0,83	-		-	
5	-	-	-	-	1,0	0,83	1,0	0,83
6	0,95	0,68	-	-	1,0	0,71	-	

7	-	-	1,0	0,71	-		0,9	0,64
13	1,0	0,71	0,9	0,64	0,9	0,64	0,7	0,5

Таблица 4.9. Таблица коэффициентов для формирования основных сочетаний нагрузок «Постоянные + временные (с ветром по Y + пульсация)»

№ загрузки	Сочетания							
	25	26	27	28	29	30	31	32
1	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8
2	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95
3	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77
4	1,0	0,83	1,0	0,83	-		-	
5	-	-	-	-	1,0	0,83	1,0	0,83
6	0,95	0,68	-	-	1,0	0,71	-	
7	-	-	1,0	0,71	-		0,9	0,64
14	1,0	0,71	0,9	0,64	0,9	0,64	0,7	0,5

Таблица 4.10. Таблица коэффициентов для формирования основных сочетаний нагрузок «Постоянные + временные (с ветром против Y + пульсация)»

№ загрузки	Сочетания							
	33	34	35	36	37	38	39	40
1	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8
2	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95	1,0	0,95
3	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77	1,0	0,77
4	1,0	0,83	1,0	0,83	-		-	
5	-	-	-	-	1,0	0,83	1,0	0,83

6	0,95	0,68	-	-	1,0	0,71	-	
7	-	-	1,0	0,71	-		0,9	0,64
15	1,0	0,71	0,9	0,64	0,9	0,64	0,7	0,5

* нечетные сочетания – расчетные; четные – нормативные.

Схемы приложения нагрузок указаны в Приложении 3.

4.3.3. Подбор сечений конструктивных элементов и анализ расчета.

1) **Фундаментная плита.**

Для наибольшего приближения к реальной работе запроектированного в программном комплексе каркаса здания, вместо рекомендуемых в задании неподвижных, было принято решение задать фундаментную плиту, толщиной 600 мм из бетона В30.

Для учета длительного действия нагрузки был принят длительный модуль упругости бетона:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{p,cr}}$$

где $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа - начальный модуль упругости для бетона В30;

$\varphi_{p,cr} = 2,3$ - коэффициент ползучести бетона для относительной влажности воздуха окружающей среды 40-74% и для бетона В30.

$$E_{b,\tau} = \frac{32,5 \cdot 10^3}{1 + 2,3} = 9,85 \cdot 10^6 \text{ кПа}$$

Для моделирования работы плиты на упругом основании были условно приняты грунты средней плотности с примерным коэффициентом постели по таблице из «Справочника проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений»:

$$k = 600 \frac{\text{Т}}{\text{м}^3}.$$

2) Диафрагмы жесткости.

Диафрагмы жесткости устроены в местах расположения лестничных клеток и включаются в работу совместно с каркасом здания с помощью гнутых арматурных стержней, приваренных к колоннам. Схема сопряжения железобетонных диафрагм с металлическими колоннами представлена на рисунке 4.2.

Толщину диафрагм жесткости принимаем 16 см.

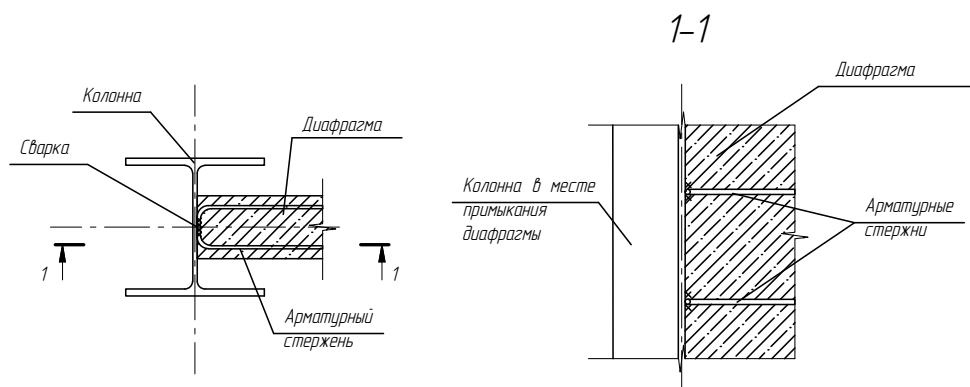


Рисунок 4.2. Схема сопряжения диафрагмы и колонны.

3) Плиты перекрытий.

В данном проекте используются плиты перекрытий безопалубочного непрерывного формования ПБ. Преимущество плит заключается в том, что при их производстве, в отличие от плит перекрытий ПК, не используется опалубка. Бетонный материал заливается в конвейерные формы, конечное изделие имеет большую длину. Необходимые размеры плит достигаются методом резки. Данные плиты имеют большую базу типоразмеров, что позволяет их легко подстраивать под проектируемые ячейки.

Используемые плиты перекрытий:

- ПБ 59-10-10;
- ПБ 59-12-10;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

55

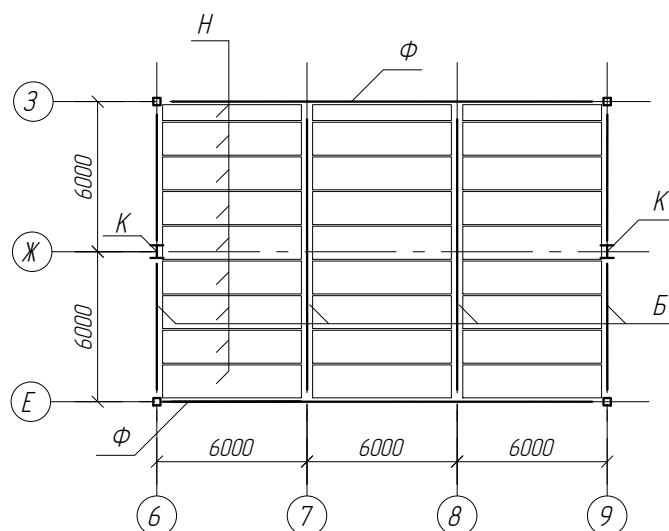
- ПБ 65-10-10;
- ПБ 65-12-10;
- ПБ 64 -12 -10.

Для обеспечения жесткости диска перекрытий и возможности его работы на изгиб, а также восприятия растягивающих усилий необходимо устройство стыков, способных воспринять усилия растяжения. Типовое решение стыков через строительный раствор или бетон не воспринимает растягивающие усилия и не может приниматься в расчет. Устройство стыка осуществляем путем точечного соединения плит пластинами трапецевидной формы, привариванием их к закладным деталям и последующим замоноличиванием.

Моделирование жесткого диска из сборных плит перекрытий в программном комплексе осуществлялось методом стержневой аппроксимации с численным заданием продольных жесткостей стержней. Такая система позволяет моделировать работу плит перекрытия на сдвиг в горизонтальной плоскости.

4) Профилированный настил для покрытия над проходом в осях 4-11 и Д-Ж.

Для покрытия части основной школы используем профилируемый стальной настил в силу его более простого монтажа и легкости (в сравнении с железобетонными плитами). Выбор стального настила осуществляем в соответствии с «Рекомендациями по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий», в соответствии с которым, для беспрогонного решения покрытия пролетом 6 метров рекомендуется использовать настил Н114-600-0.8 (рис.4.4), расположенного по однопролетной схеме. Схема расположения настила представлена на рисунке 4.3.



* Ф – ферма; Н – настил; К – колонна; Б – балка.

Рисунок 4.3. План-схема фрагмента покрытия из профилированного настила.

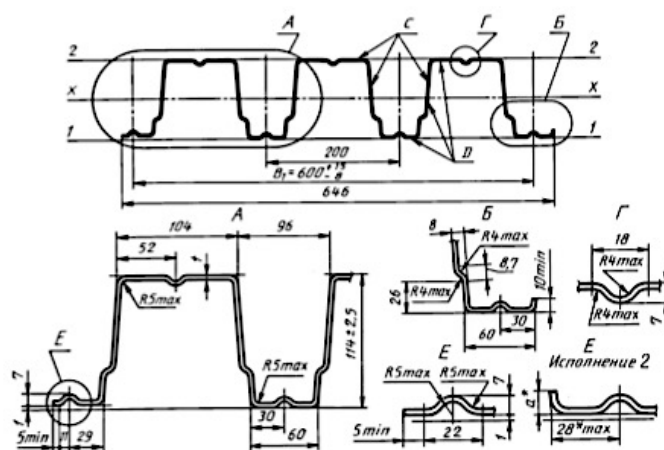


Рисунок 4.4. Профилированный лист типа Н, высотой 114мм, шириной 600мм.

Устойчивость настила обеспечиваем креплением нижней части гофр к балкам настила самонарезающими болтами.

5) Продольный ригель.

Для опирания железобетонных сборных плит перекрытий решено применить составные двутавры несимметричного сечения с развитым нижним поясом.

Конструирование продольного ригеля осуществляем из следующих соображений:

- Величину развитого нижнего пояса принимаем из условия минимального опирания железобетонной плиты перекрытия, с целью уменьшения высоты конструкции перекрытия и как следствие всего здания;
- Величину верхнего пояса принимаем из условия возможности монтажа плит перекрытий на нижний пояс составного двутавра;
- Для конструирования сечения приближенного по своим характеристикам к симметричному обуславливаемся приблизительным равенством верхнего и нижнего поясов;
- Высоту стенки двутавра принимаем из условия удобства устройства чистого пола.

Фрагмент перекрытия представлен на рисунке 4.5.

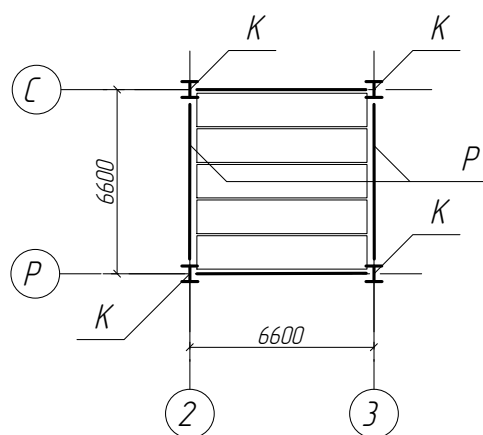


Рисунок 4.5. План-схема фрагмента перекрытия.

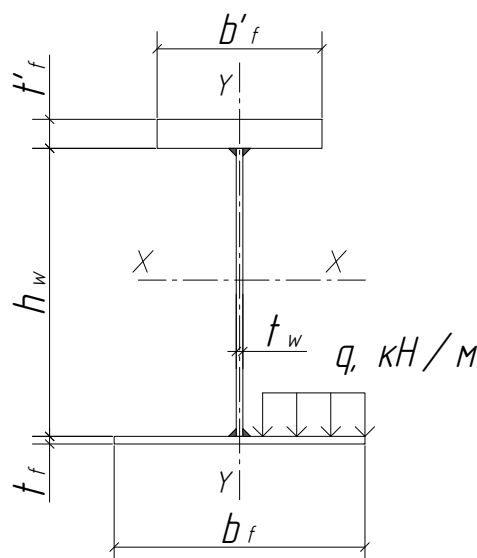


Рисунок 4.6. Сечение составного двутавра.

Таблица 4.11. Сбор нагрузки на нижнюю полку ригеля.

Вид нагрузки	Расчетное значение
Вес перекрытия	5,45 кН/м ²
Полезная нагрузка	4,8 кН/м ²
Итого:	10,25 кН/м ²
Итого на погонный метр полки ригеля:	33,83 кН/м

Схема к расчету составного двутавра представлена на рисунке 4.6.

Минимальная величина опирания железобетонной плиты перекрытия составляет 100 мм. Из этого условия задаемся шириной верхнего и нижнего пояса:

- ширина верхней полки $b'_f = 120$ мм;
- ширина нижней полки $b_f = 340$ мм.

Рассматривая нижнюю полку ригеля, как изгибаемый элемент, найдем из условия прочности ее минимальную толщину:

$$\frac{M}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \Rightarrow W = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$$

$R_y = 240$ МПа – для стали С245;

$$\gamma_c = 1;$$

$$M = q \cdot \frac{b_f}{2} = 33,83 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{0,17 \text{ м}}{2} = 2,88 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2,88 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}}{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 1,0} = 0,125 \text{ см}^3$$

$$W = \frac{b_f \cdot t_f^2}{6} \Rightarrow t_f = \sqrt{\frac{W \cdot 6}{b_f}} = \sqrt{\frac{0,125 \text{ см}^3 \cdot 6}{1 \text{ см}}} = 0,87 \text{ см} = 9 \text{ мм}$$

Для сохранения положения нейтральной оси двутавра примем площади верхней и нижней полок равными и найдем толщину верхней полки:

$$A_f \approx A'_f \Rightarrow b_f \cdot t_f \approx b'_f \cdot t'_f \Rightarrow t'_f = \frac{b_f \cdot t_f}{b'_f} = \frac{34 \cdot 0,9}{12} = 2,55 = 26 \text{ мм};$$

$t'_f = 26 \text{ мм} < 40 \text{ мм}$ - из условия возможного расслаивания полки.

Высоту стенки двутавра принимаем 360 мм.

Толщину стенки для полученной высоты (395 мм) примем 8 мм, которая примерно соответствует двутавру 40Б2 с высотой сечения 400 мм и толщиной стенки 8 мм по СТО АСЧМ 20-93 [4]. Так как устойчивость стенок прокатных двутавров считается обеспеченной, следовательно, проверку устойчивости стенки составного сечения не выполняем.

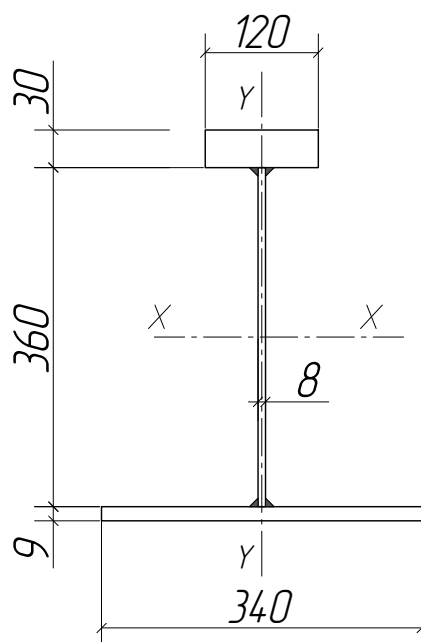


Рисунок 4.7. Подбранное сечение ригеля.

Проверка прочности подбранного сечения осуществлялась в программном комплексе. В результате проверки, подбранное сечение не прошло проверку по 1-му предельному состоянию, в результате чего были скорректированы параметры составного сечения с учетом всех принятых условий конструирования.

Окончательное сечение составного двутавра представлено на рисунке 4.8 и в таблице 4.12.

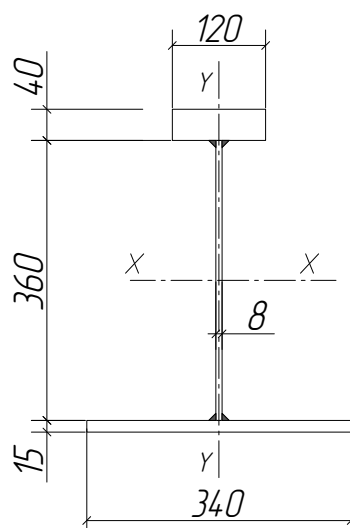
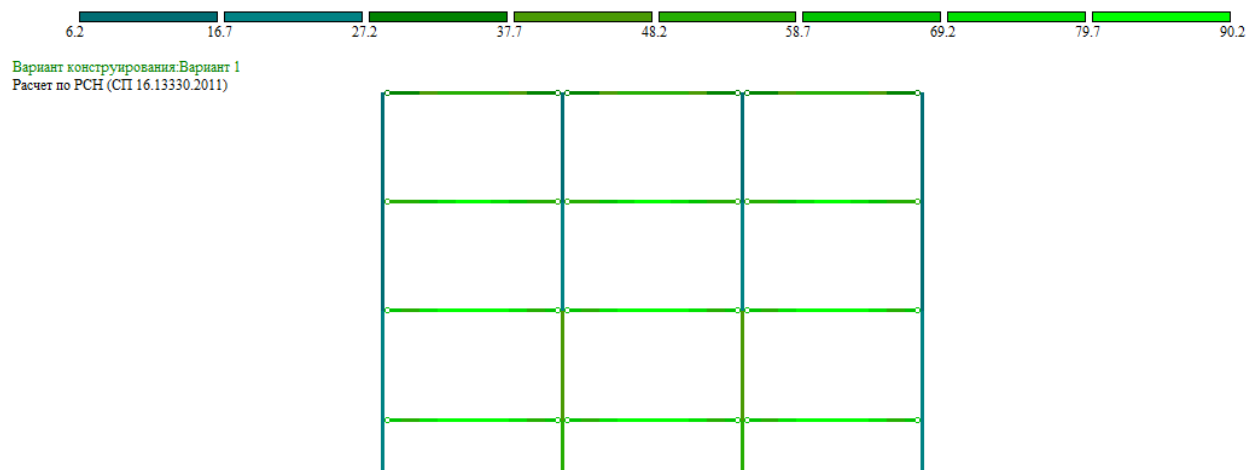


Рисунок 4.8. Окончательное сечение ригеля.

Таблица 4.12. Ведомость листов на один ригель.

№ п.п.	Название	Ширина листа, мм	Толщина, мм
1	Верхний пояс	120	40
2	Стенка	360	8
3	Нижний пояс	340	15

Результат проверки по 1-му предельному состоянию представлен на рисунке 4.9.



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Рисунок 4.9. Результаты проверки продольных ригелей по 1-му предельному состоянию (рама по оси 8-8).

Таким образом, выбранное сечение ригеля удовлетворяет 1-му предельному состоянию.

Проверка продольного ригеля по 2-му предельному состоянию выполнялась от сочетаний 2,4,6,8, состоящих из вертикальных нормативных нагрузок. Наиболее неблагоприятным оказалось сочетание №8, мозаика перемещений узлов ригелей от этого сочетания представлена на рисунке 4.10.

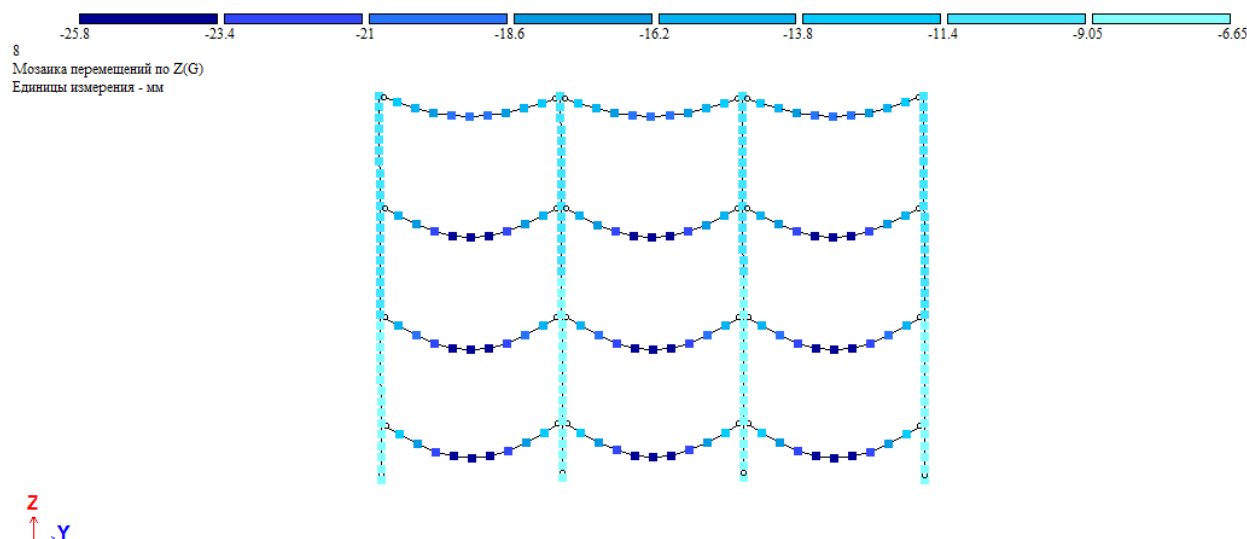


Рисунок 4.10. Мозаика перемещений узлов рамы по оси 8-8 от РСН № 8.

Так как совместно с фундаментом оседает все здание, то реальный прогиб ригеля должен определяться с учетом его перемещения от осадки здания.

Результаты расчета перемещений от РСН №8 для одного ригеля представлена рисунке 4.11 и в таблице 4.13.

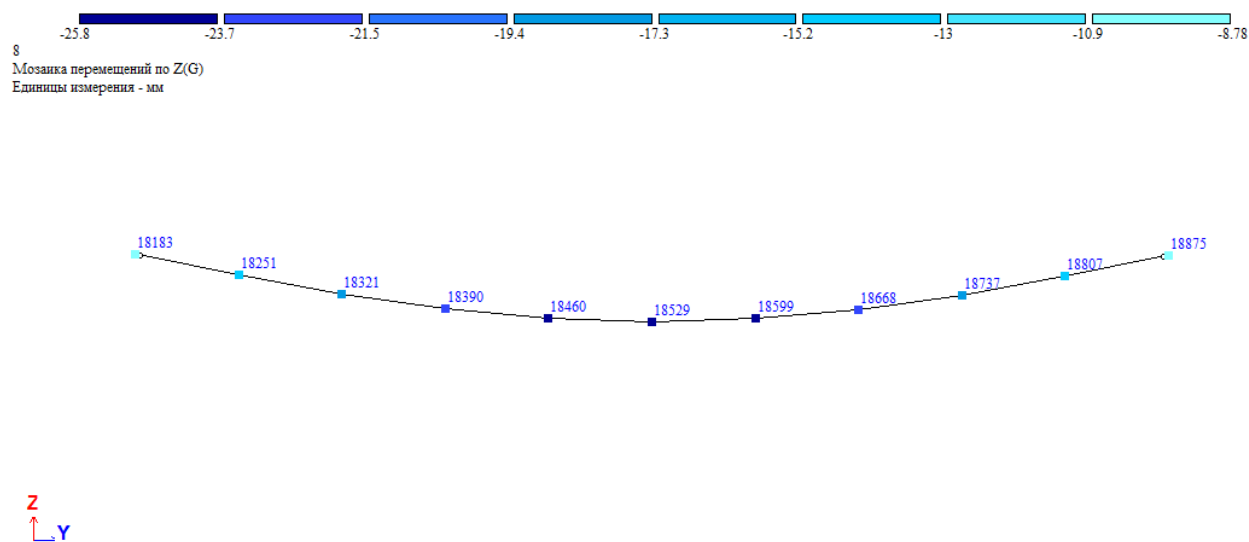


Рисунок 4.11. Мозаика перемещений узлов ригеля по оси 8-8 от РСН №8.

Таблица 4.13. Значения перемещений узла в центре ригеля и верхнего узла колонны для наихудшего РСН.

№ узла	Положение узла	Z (мм)	№ РСН
18183	Верх колонны	8,79	8
18529	Пролет ригеля	25,80	8
18183	Верх колонны	9,09	8

Предельное вертикальное отклонение в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.13330.2016 [2] (для пролета 6 метров):

$$f_u = \frac{1}{204} L;$$

$$f = 25,8 - 8,79 = 17,01 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{200} L = \frac{6600}{204} = 32,4 \text{ мм}$$

Подобранное сечение удовлетворяет 2-му ПС.

6) Поперечный ригель.

Так как на поперечные ригели не предусмотрено опирание плит перекрытий, а сами ригели служат для создания жесткого каркаса здания, то делать их сварными нет необходимости. Принято решение устроить их прокатными двутаврами 20Б1 в соответствии с СТО АСЧМ 20-93 [4].

Учтем действие на данные ригели нагрузки от монолитных участков в местах примыкания к ним сборных плит перекрытий. Схема устройства монолитных участков указана на рисунке 4.12.

Нагрузка, действующая на ригель от монолитных участков:

$$q = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \cdot 0,5\text{м} \cdot 0,3\text{м} \cdot 1,2 = 4,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

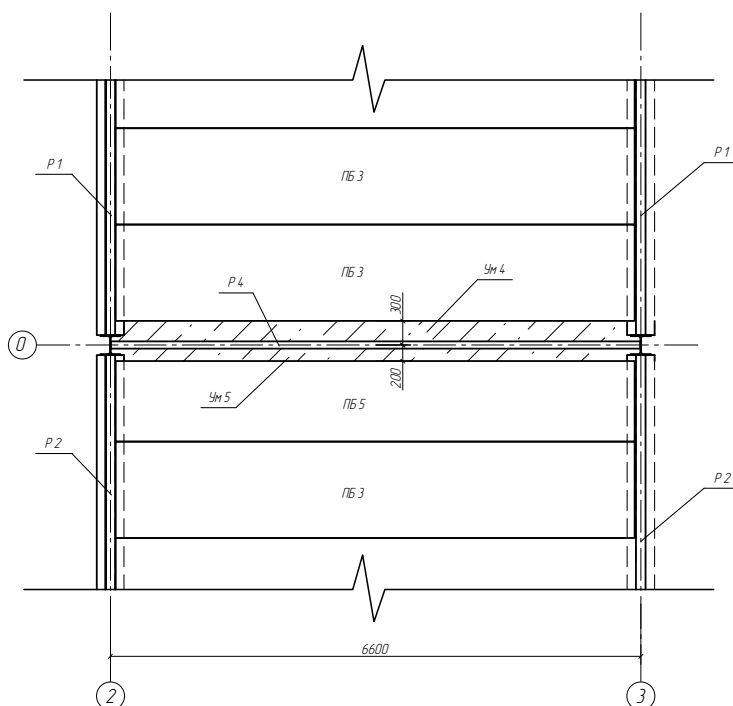


Рисунок 4.12. Схема монолитных участков.

Подбор сечения осуществлялся в программном комплексе путем проверки по 1-му предельному состоянию. Результаты представлены на рисунке 4.13.

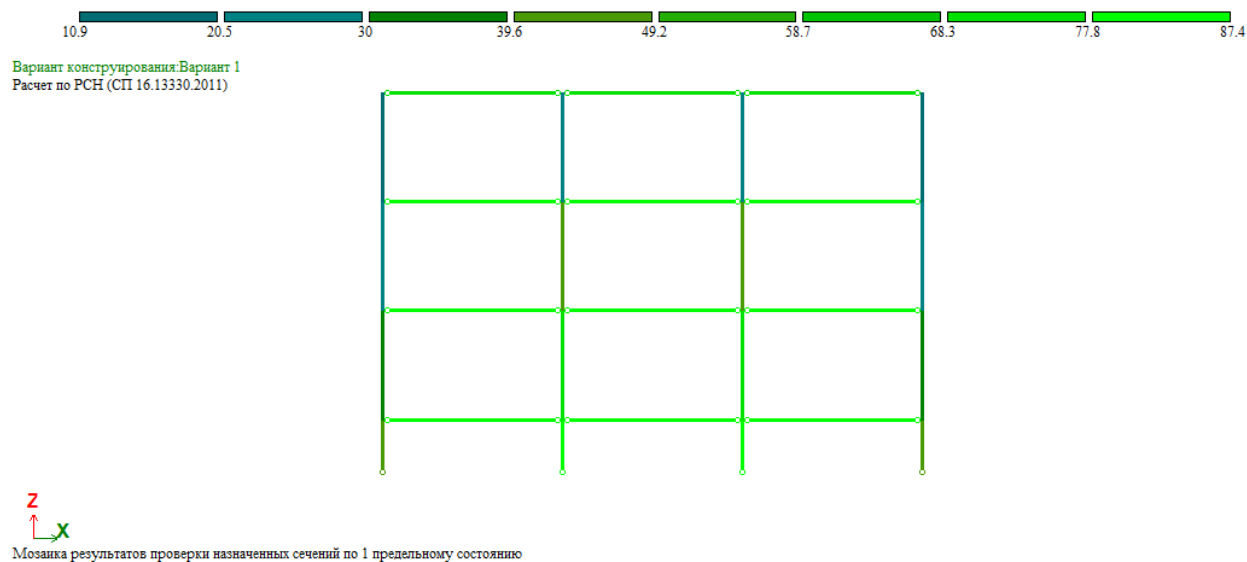


Рисунок 4.13. Результаты проверки поперечных ригелей по 1-му предельному состоянию (рама по оси М-М).

Проверка поперечного ригеля по 2-му предельному состоянию осуществлялась от РСН №8 (рис.4.14-4.15).

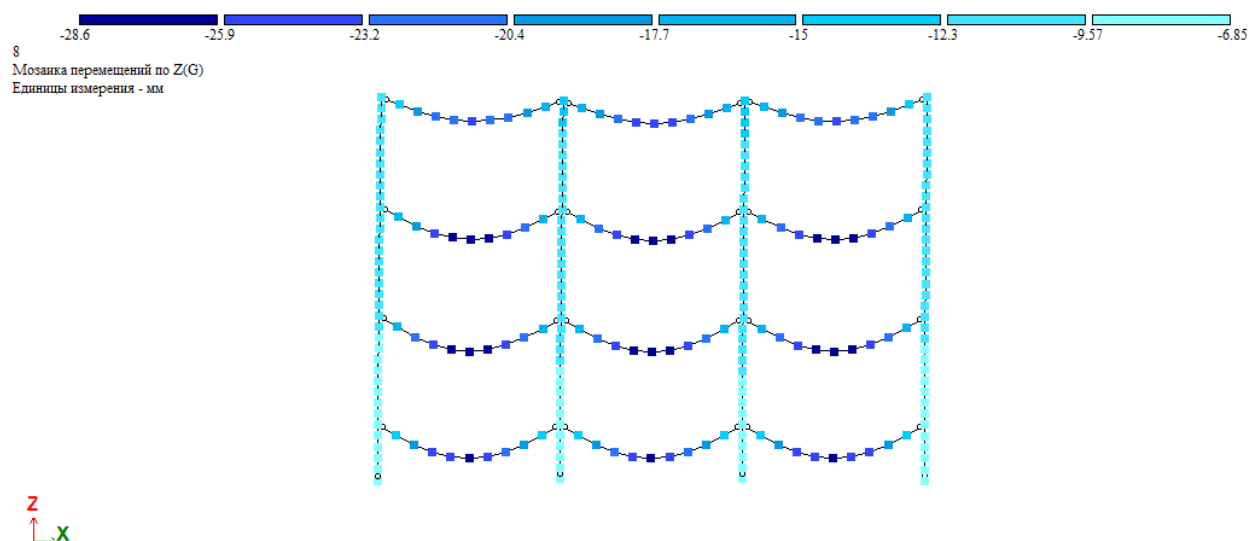


Рисунок 4.14. Мозаика перемещений узлов рамы по оси М-М от РСН № 8.

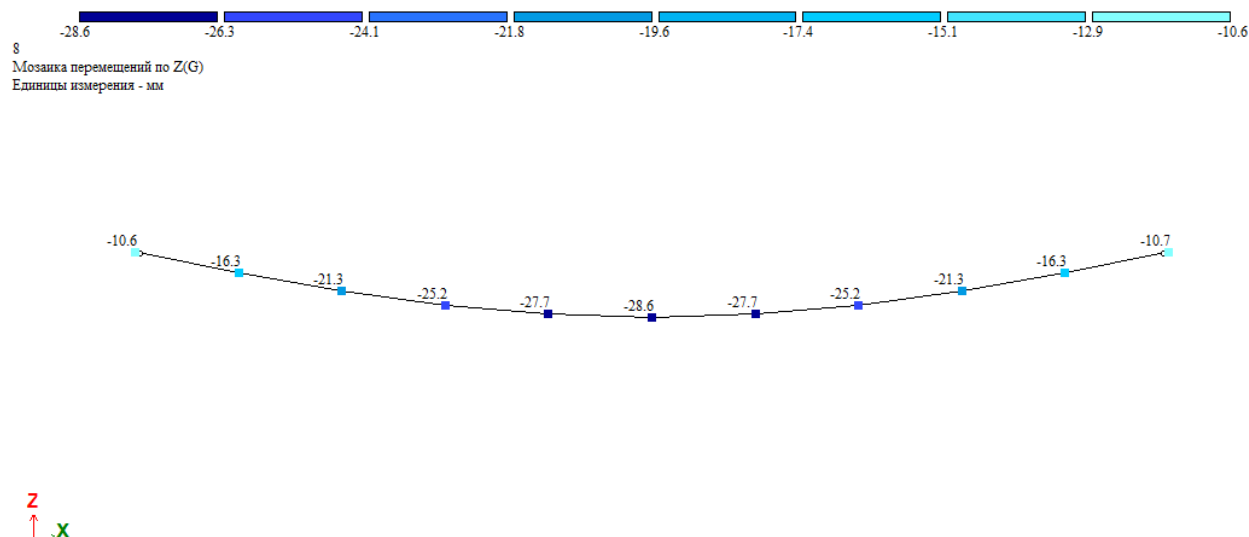


Рисунок 4.15. Мозаика перемещений узлов поперечного ригеля по оси М-М от РСН № 8.

Предельное вертикальное отклонение в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.213330.2016 [2] (для пролета 6,6 метров):

$$f_u = \frac{1}{204} L;$$

$$f = 28,6 - 10,7 = 17,9 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{204} L = \frac{6600}{204} = 32,4 \text{ мм}$$

Подобранное сечение удовлетворяет 2-му ПС.

7) Составное сечение 12-ти метрового ригеля.

Компоновка сечения производилась аналогично 6-ти метровому ригелю основной ячейки с параллельным развитием сечения, как по высоте, так и по ширине, сохраняя все условия конструирования.

Толщина стенки принималась примерно равной аналогичному по высоте двутавру из СТО АСЧМ 20-93 [4].

Окончательное сечение составного двутавра представлено на рисунке 4.16 и в таблице 4.15.

					И_53551014	Лист
						67
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

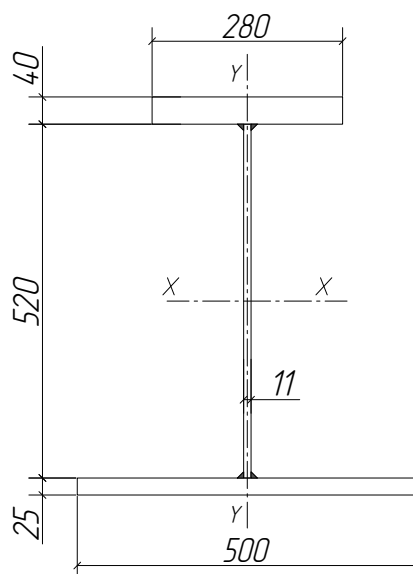


Рисунок 4.16. Сечение составного 12-ти метрового ригеля.

Таблица 4.15. Ведомость листов 12-ти метрового ригеля.

№ п.п.	Название	Ширина листа, мм	Толщина, мм
1	Верхний пояс	120	30
2	Стенка	450	9
3	Нижний пояс	340	11

Проверка подобранного сечения по 1-му предельному состоянию выполнялась в программном комплексе. Результаты показаны на рисунке 4.17.

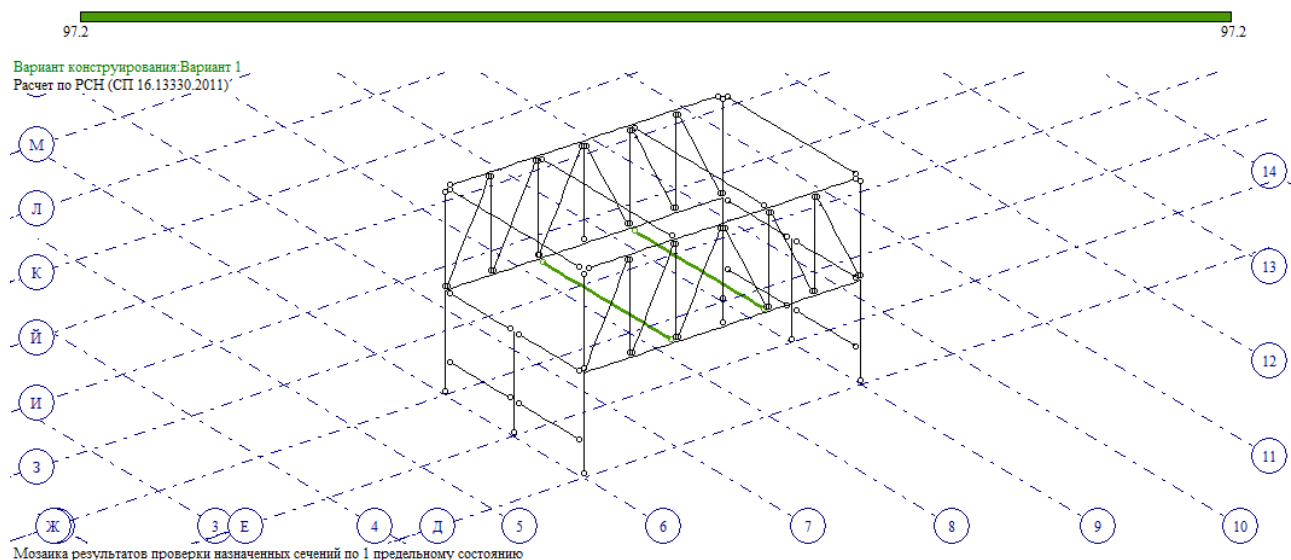


Рисунок 4.17. Проверка 12-ти метрового ригеля по 1-му предельному состоянию.

Проверка по 2-му предельному состоянию от РСН №8 представлена на рисунке 4.18.

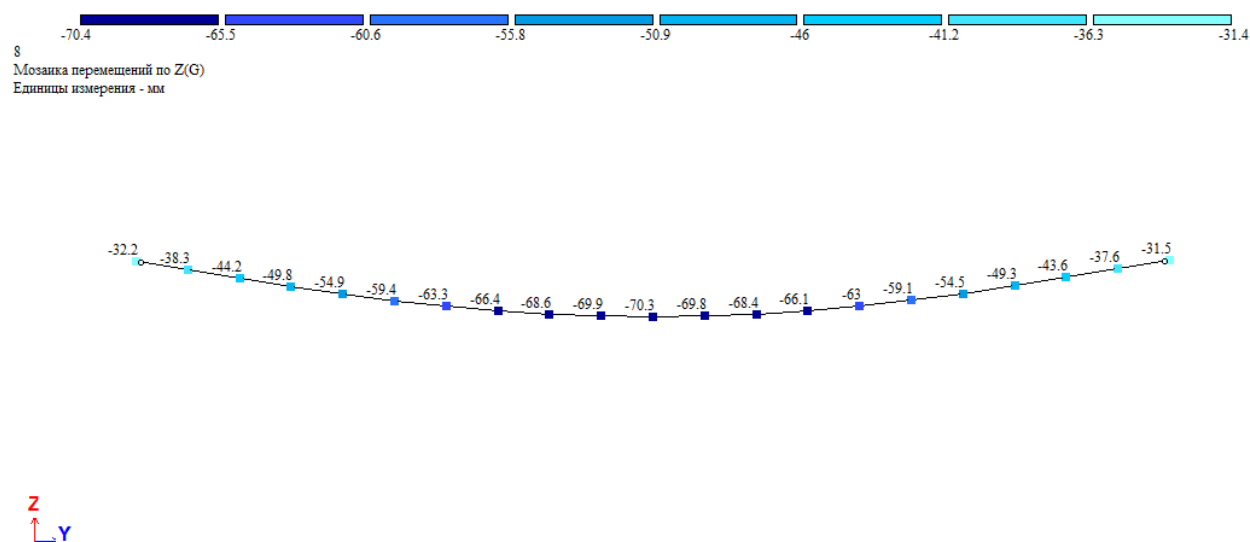


Рисунок 4.18. Мозаика перемещений узлов 12-ти метрового ригеля по оси 7-7 от РСН №8.

Предельное вертикальное отклонение в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.13330.2016 [2] (для пролета 12 метров):

$$f_u = \frac{1}{250} L;$$

$$f = 70,3 - 32,2 = 38,1 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{250} L = \frac{12000}{250} = 48 \text{ мм}$$

Подобранное сечение удовлетворяет 2-му предельному состоянию.

8) Колонны.

Колонны в основном здании школы сплошного двутаврового сечения из прокатных двутавров 25К2. Подбор сечения осуществлялся в программном комплексе.

Расчетная схема рассчитываемых колонн приведена на рисунке 4.19.

В направлении X *В направлении Y*

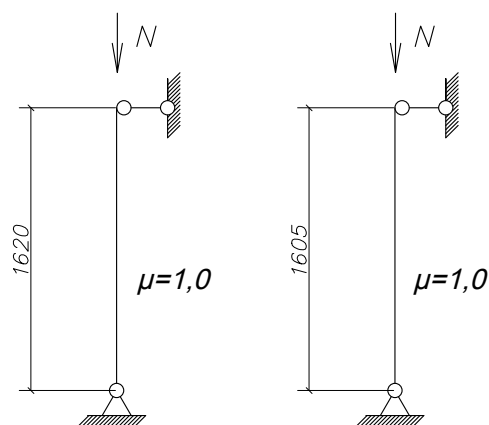


Рисунок 4.19. Расчетная схема колонн.

Результаты проверки заданного сечения представлены на рисунке 4.20.

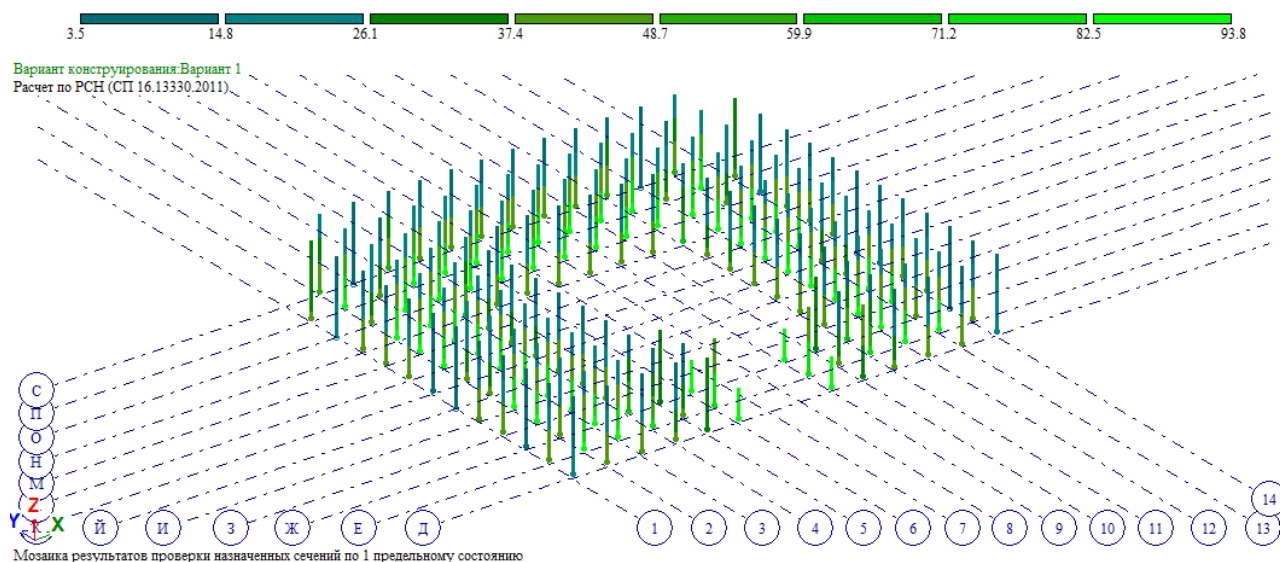


Рисунок 4.20. Результаты проверки колонн 25K2 по 1-му предельному состоянию.

Проверка по 2-му предельному состоянию состояла из сравнения максимального перемещения узла верха колонн от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок с предельным горизонтальным отклонением колонн, определяемым по таблице Д.4 СП 20.13330.2016 [2]:

- для многоэтажного здания

$$f_u = \frac{h}{500}$$

- для одного этажа многоэтажного здания

$$f_u = \frac{h_{\text{э}}}{300}$$

где h - высота многоэтажных зданий, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия, $h=12,5$ м;

$h_{\text{э}} = 4$ м - высота этажа, равная расстоянию между осями смежных ригелей.

Горизонтальное перемещение колонн необходимо определять с учетом крена (неравномерных осадок) фундамента.

Рассмотрим перемещения колонн в наиболее характерных рамах по оси М-М и по оси 8-8. Для рамы по оси М-М наиболее опасными будут сочетания от

воздействия ветра по оси X (№10, 12, 14, 16). Результаты перемещений узлов рамы и отдельно стоящей колонны представлены на рисунке 4.21 и 4.22, а также в таблице 4.16.

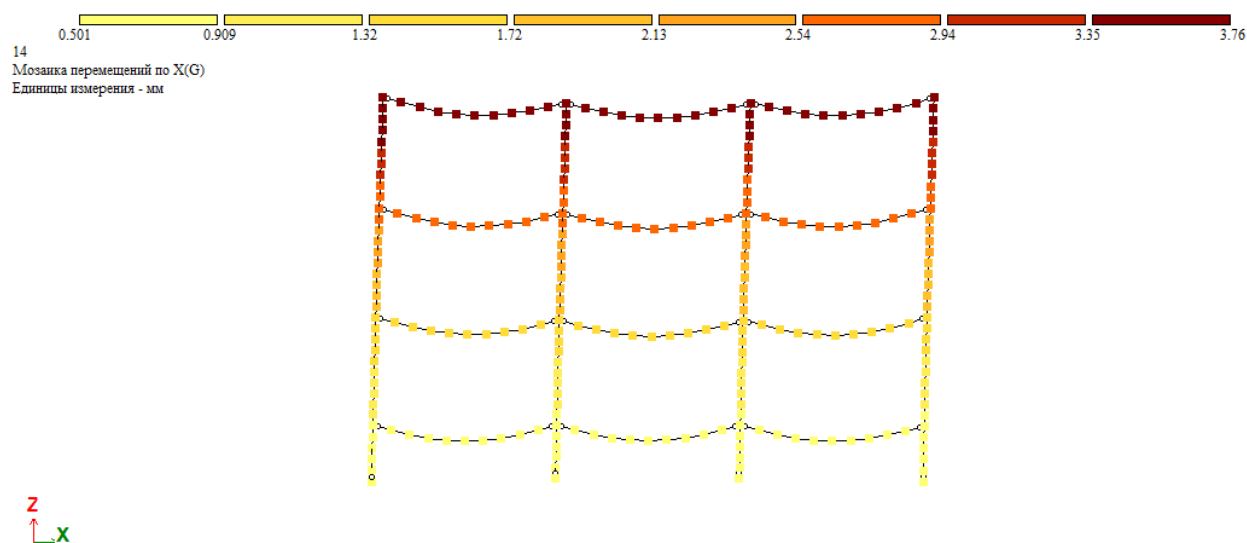


Рисунок 4.21. Мозаика перемещений узлов рамы по оси М-М от РСН №14.

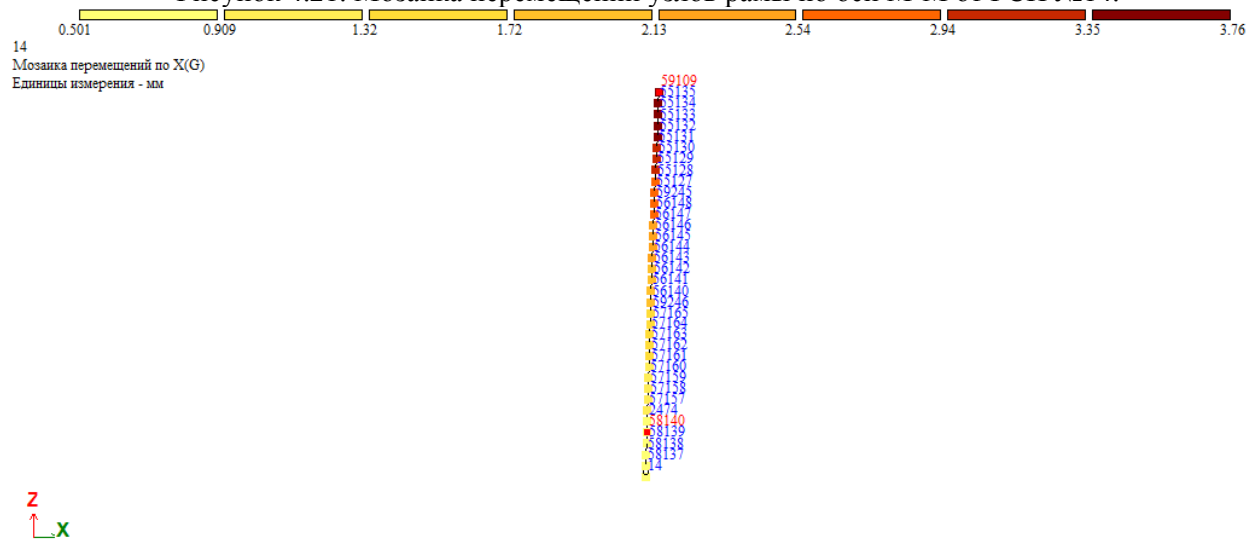


Рисунок 4.22. Мозаика перемещений узлов колонны по всей высоте здания по оси М-М от РСН №10.

Таблица 4.16. Значения перемещений узлов колонны в уровне обреза фундамента и верха колонны.

№ узла	Положение узла	X (мм)	№ РСН
58140	В уровне обреза фундамента	0.85	10
59109	Верх колонны	3.59	

58140	В уровне обреза фундамента	0.76	12
59109	Верх колонны	3.48	
58140	В уровне обреза фундамента	0.74	14
59109	Верх колонны	3.76	
58140	В уровне обреза фундамента	0.56	16
59109	Верх колонны	3.40	

РСН №14 является наиболее неблагоприятным, максимальное горизонтальное перемещение колонны составит:

$$f = 3,76 - 0,74 = 3,02 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{500} h = \frac{12500}{500} = 25 \text{ мм}$$

Проверим горизонтальное отклонение колонны в уровне одного этажа от наиболее неблагоприятного РСН №14 (рис. 4.23 и табл. 4.17).

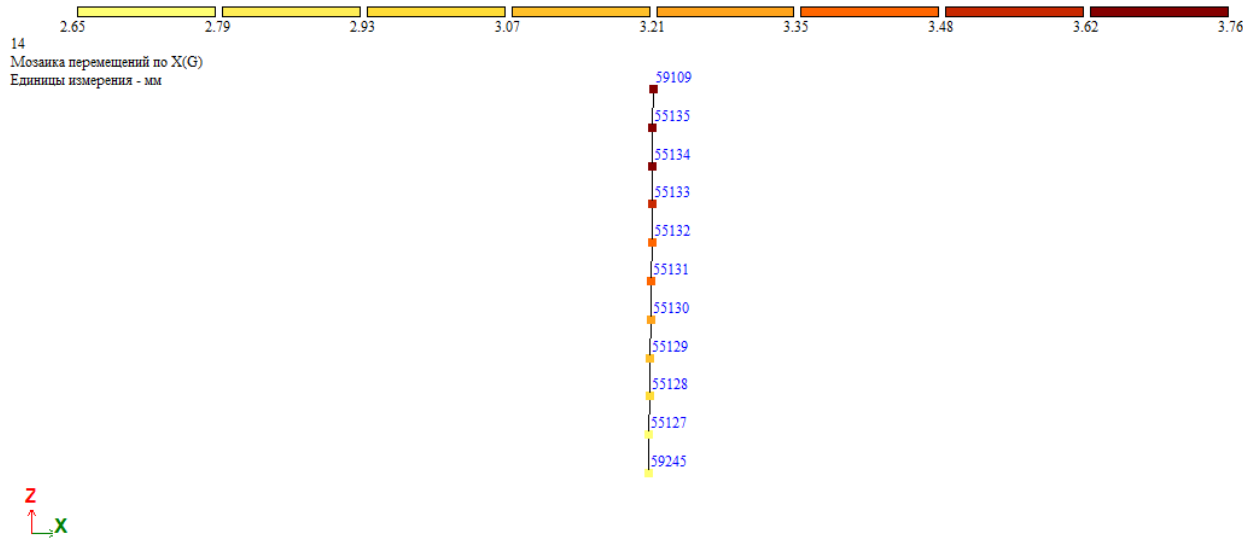


Рисунок 4.23. Мозаика перемещений узлов колонны в уровне одного этажа по оси М-М от РСН №10.

Таблица 4.17. Значения перемещений узлов колонны в уровне одного этажа.

№ узла	Положение узла	X (мм)	№ РСН
59109	Верх колонны	3.76	14

59245	Низ колонны	2.66	
-------	-------------	------	--

$$f = 3,76 - 2,66 = 1,1 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{300} h_{\text{э}} = \frac{4000}{300} = 13 \text{ мм}$$

Рассмотрим перемещения верха колонн в раме по оси 8-8, для которой наиболее неблагоприятными сочетаниями будут, сочетания, включающие ветровую нагрузку, направленную против Y (№ 34, 36, 38, 40). Перемещения узлов схемы и отдельно стоящей колонны представлены на рисунке 4.24-4.25 и в таблице 4.18.

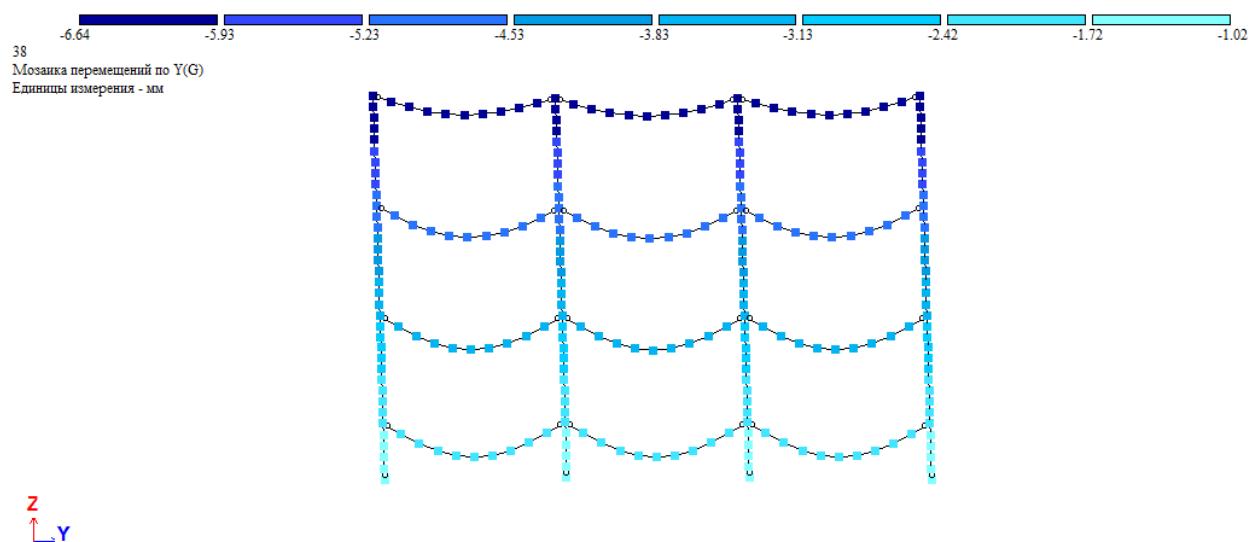


Рисунок 4.24. Мозаика перемещений узлов рамы по оси М-М от РСН №38.

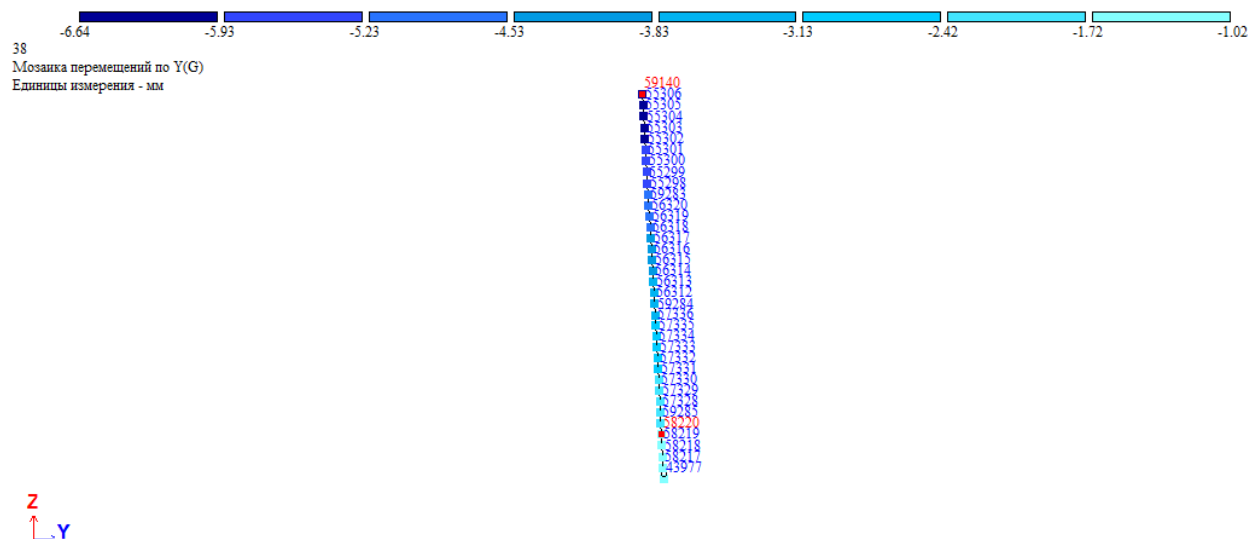


Рисунок 4.25. Мозаика перемещений узлов колонны по всей высоте здания по оси 8-8 от РСН №38.

Таблица 4.18. Значения перемещений узлов колонны в уровне обреза фундамента и верха колонны.

№ узла	Положение узла	Y (мм)	№ РСН
58220	В уровне обреза фундамента	1,45	34
59140	Верх колонны	6,43	
58220	В уровне обреза фундамента	1,43	36
59140	Верх колонны	6,00	
58220	В уровне обреза фундамента	1,60	38
59140	Верх колонны	6,63	
58220	В уровне обреза фундамента	1,46	40
59140	Верх колонны	5,76	

РСН № 34 является наиболее неблагоприятным, максимальный горизонтальный прогиб колонны составит:

$$f = 6,63 - 1,6 = 5,03 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{500} L = \frac{12500}{500} = 25 \text{ мм}$$

Проверим горизонтальное отклонение колонны в уровне одного этажа от наиболее неблагоприятного РСН №38 (рис.4.26 и табл.4.19).

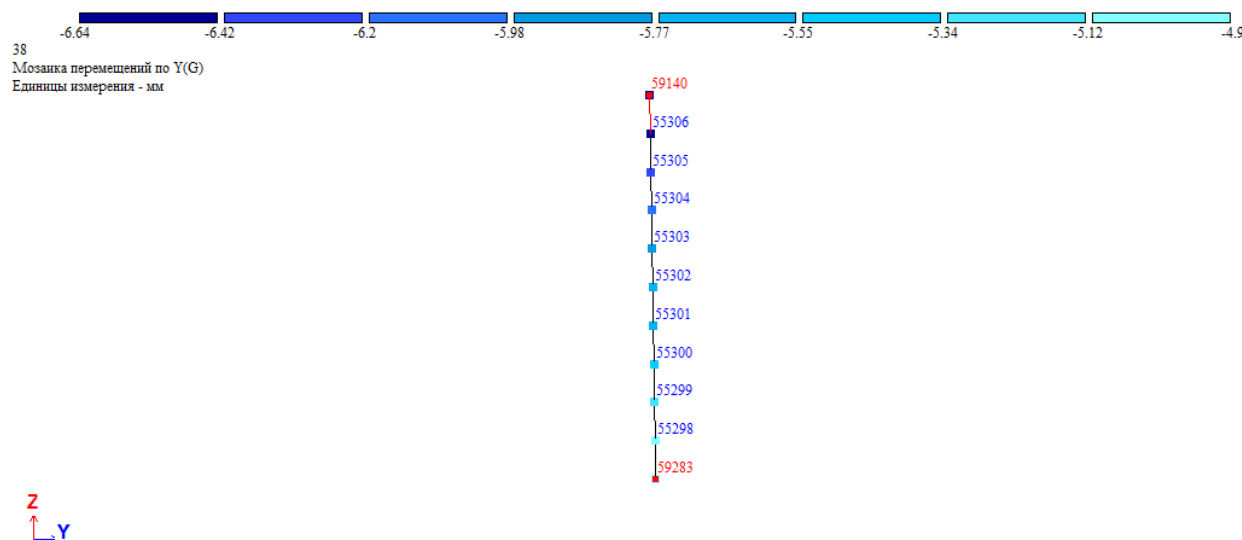


Рисунок 4.26. Мозаика перемещений узлов колонны в уровне одного этажа по оси 8-8 от РСН №38.

Таблица 4.19. Значения перемещений узлов колонны в уровне одного этажа.

№ узла	Положение узла	X (мм)	№ РСН
--------	----------------	--------	-------

59140	Верх колонны	6,63	38
59283	Низ колонны	4,91	

$$f = 6,63 - 4,91 = 1,72 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{300} h_3 = \frac{4000}{300} = 13 \text{ мм}$$

Таким образом, условие 2-ого предельного состояния для колонн выполнено.

9) Ферма.

Ферма устраивалась в осях Ж-Ж и Д-Д для устройства прохода в уровне второго этажа длиной 18 метров. Для конструирования фермы использовались профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратного и прямоугольного сечения в соответствии с ГОСТ 30245-2012 [6].

Подбор профилей элементов фермы осуществлялся в составе трехмерной расчетной схемы в программном комплексе. Подобранные сечения сформированы в таблицу 4.20. Расчетная схема представлена на рисунке 4.27.

Таблица 4.20. Ведомость профилей элементов фермы.

Вид элемента	Профиль
Верхний пояс, раскосы	□ 160x160x8
Центральный раскос	□ 160x160x4
Нижний пояс	□ 160x160x4
Стойки (крайние)	□ 160x160x8
Стойки (центральные)	□ 160x120x4

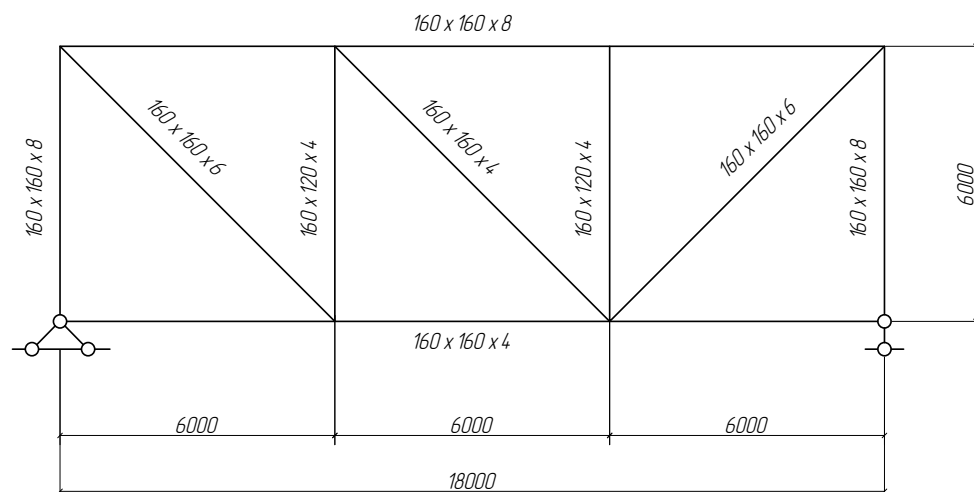


Рисунок 4.27. Расчетная схема фермы.

Результаты проверки по 1-му предельному состоянию подобранных сечений указаны на рисунке 4.28.

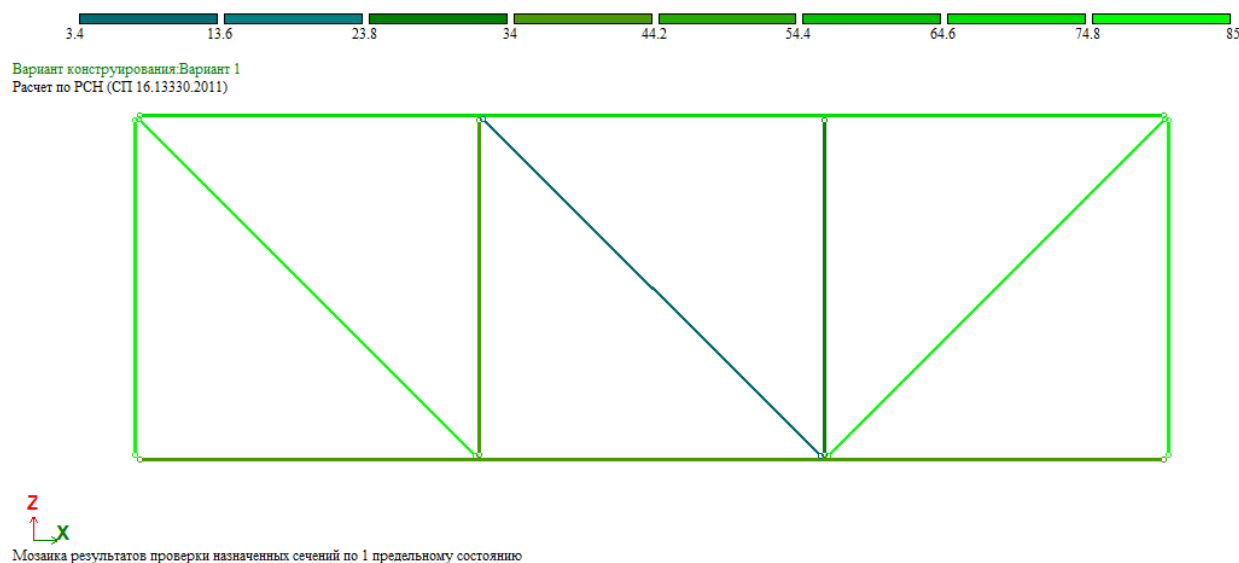


Рисунок 4.28. Результаты проверки фермы по 1-му предельному состоянию.

Перемещения узлов фермы для проверки по 2-му предельному состоянию указаны на рисунке 4.29.

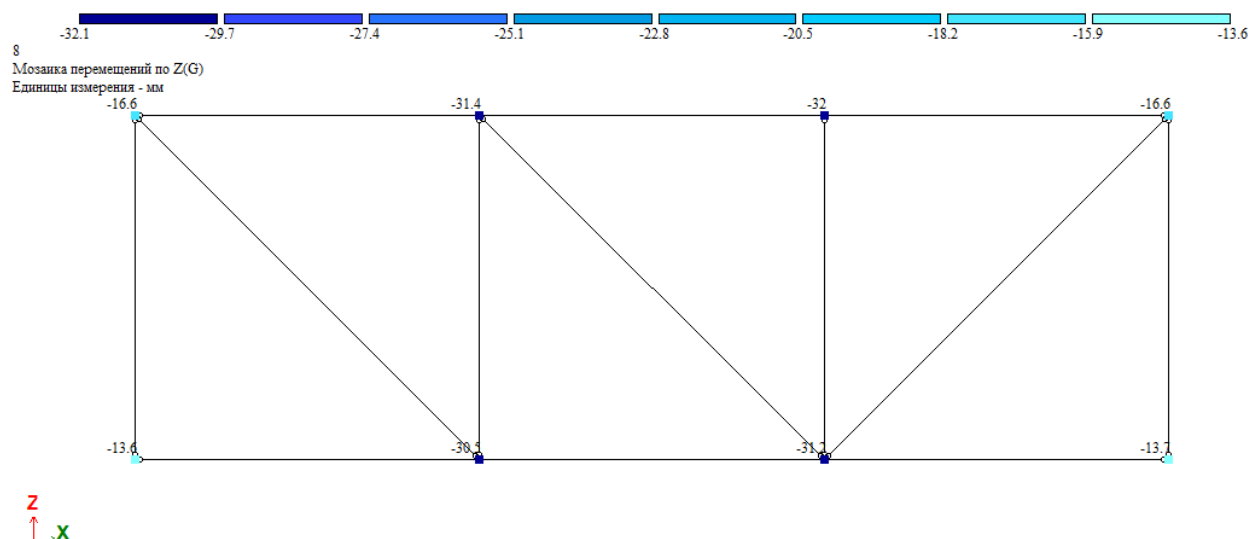


Рисунок 4.29. Мозаика вертикальных перемещений узлов фермы по оси Д-Д от РСН №8.

Предельное вертикальное отклонение поясов фермы в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.13330.2016 [2] (для пролета 18 метров):

$$f_u = \frac{1}{275} L;$$

$$f = 31,2 - 13,7 = 17,5 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{275} L = \frac{18000}{275} = 65 \text{ мм}$$

Проверку горизонтальных прогибов осуществляем от РСН №32 (с учетом ветра по Y), как наиболее неблагоприятного. Результаты перемещений узлов фермы указаны на рисунке 4.30.

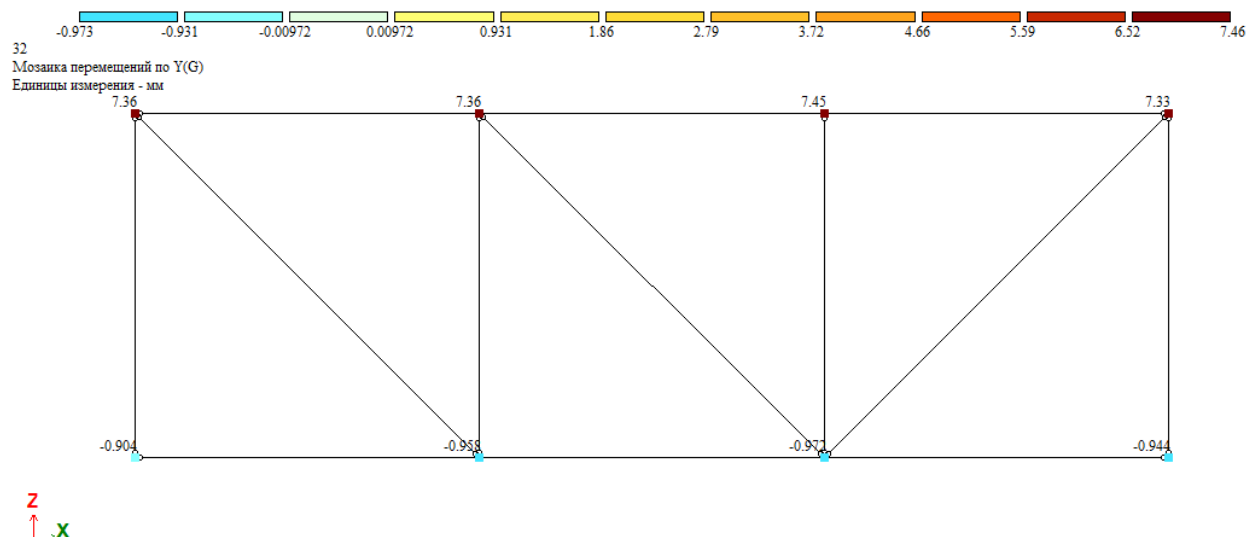


Рисунок 4.30. Мозаика горизонтальных перемещений узлов фермы в направлении Y по оси Д-Д от РСН №32.

$$f = 7,45 - (-0,977) = 8,43 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{300} h_{\text{э}} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ мм}$$

Таким образом, подобранная ферма удовлетворяет 2-му ПС.

10) Связи.

По верхнему поясу устроена система горизонтальных связей из стальных гнутых профилей в соответствии с ГОСТ 30245-2912 [6]. Схема связей представлена на рисунке 4.31. и в таблице 4.21.

					И_53551014	Лист
						79
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

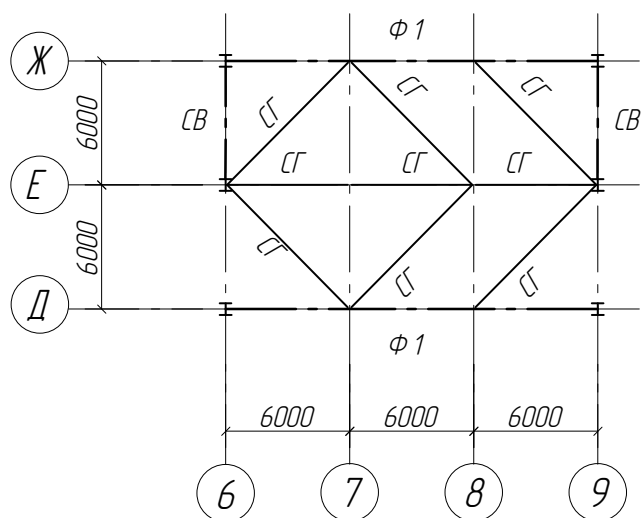


Рисунок 4.31. Схема расположения связей.

Таблица 4.21. Ведомость профилей элементов связей.

Вид элемента	Профиль
СГ, СВ	□ 120х120х3

11) Система балок под устройство стального настила.

Схема расположения балок представлена на рисунке 4.32.

Балочная клетка под покрытие стальным настилом включает в себя три вида балок:

- Б1 – главные балки;
- Б2 – балки настила длиной 6 метров;
- Б3 – балки настила длиной 13 метров.

Таблица 4.22. Ведомость элементов покрытия.

Вид элемента	Профиль
Б1	35Б1
Б2	25Б2
Б3	50Б2

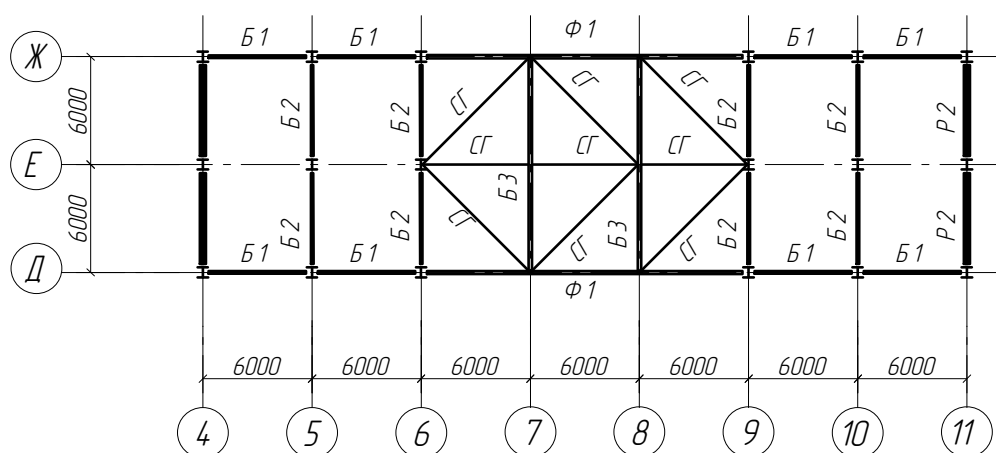


Рисунок 4.32. Схема расположения балок.

Результаты проверки подобранных сечений представлены на рисунке 4.33.

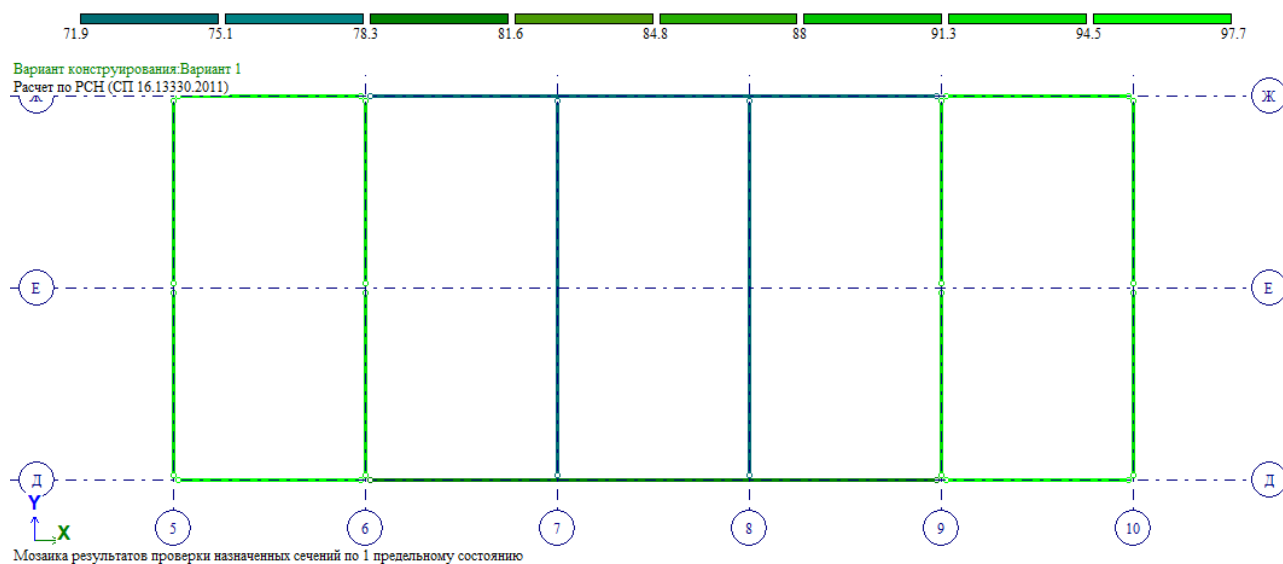


Рисунок 4.33. Результаты проверки балок по 1-му предельному состоянию (вид сверху).

Проверка балок по 2-му предельному состоянию выполнялась на основании перемещений узлов балок. Мозаики перемещений узлов балок Б1, Б2 и Б3 представлены соответственно на рисунках 4.34, 4.35, 4.36.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

81

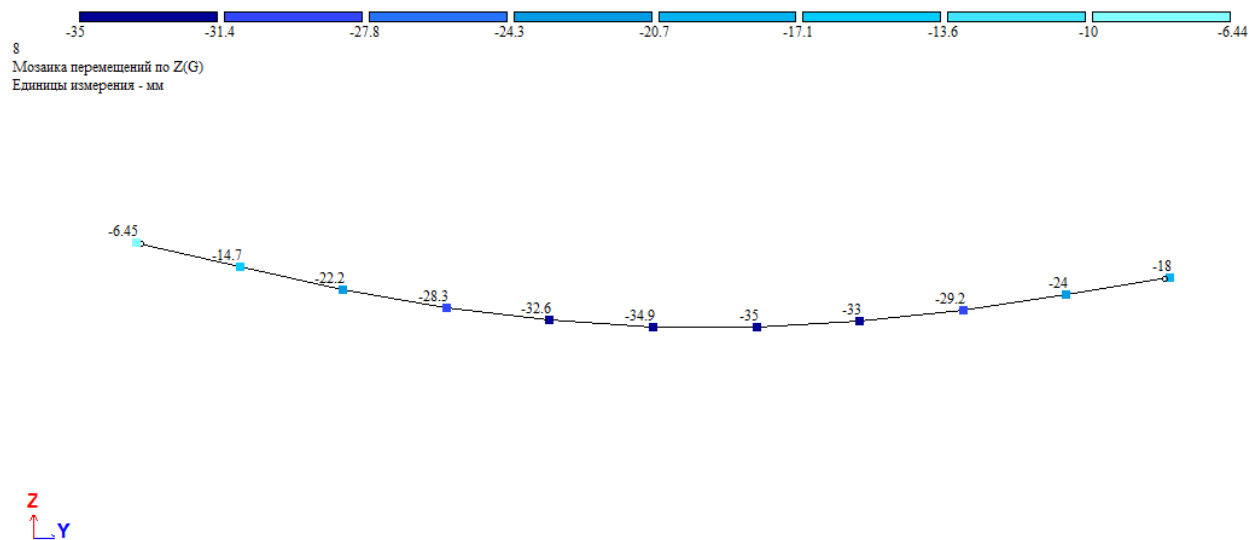


Рисунок 4.34. Мозаика перемещений узлов балки Б1 вдоль оси Z от РСН №8.

Предельное вертикальное отклонение балки в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.13330.2016 [2] (для пролета 6 метров):

$$f_u = \frac{1}{200} L;$$

$$f = 34,9 - 6,45 = 28,5 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{200} L = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм}$$

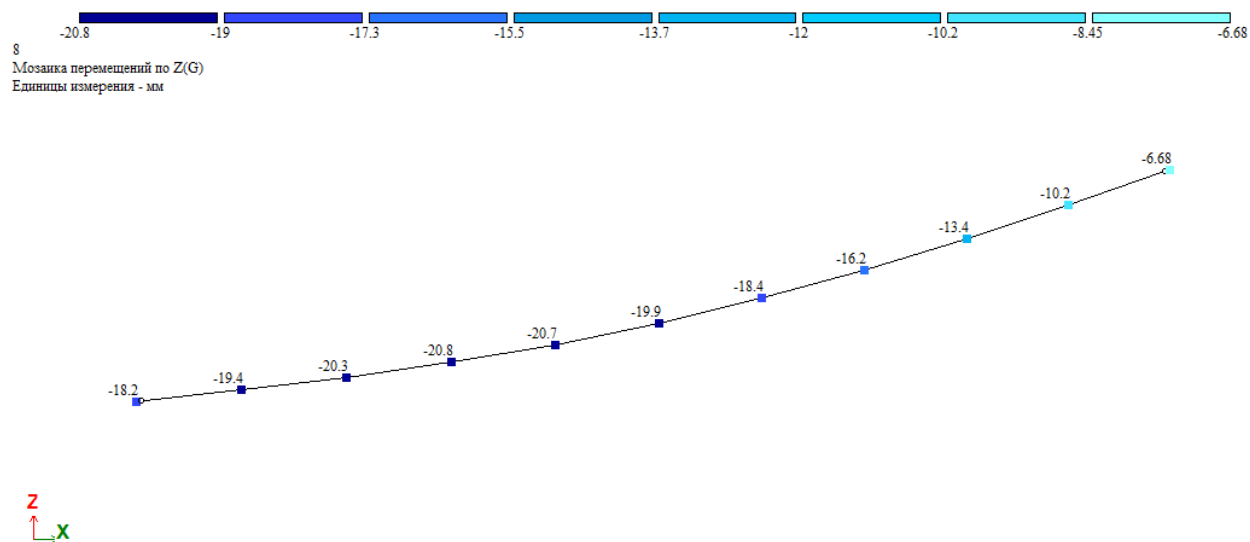


Рисунок 4.35. Мозаика перемещений узлов балки Б2 вдоль оси Z от РСН №8.

$$f = 20,8 - 6,68 = 14,12 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{200} L = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм}$$

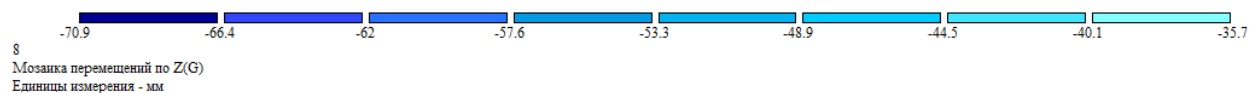


Рисунок 4.36. Мозаика перемещений узлов балки БЗ вдоль оси Z от РСН №8.

Предельное вертикальное отклонение балки в соответствии с таблицей Д.1 СП 20.13330.2016 [2] (для пролета 12 метров):

$$f_u = \frac{1}{250} L;$$

$$f = 70,4 - 35,7 = 34,7 \text{ мм} < f_u = \frac{1}{250} L = \frac{12000}{250} = 48 \text{ мм}$$

Таким образом, 2-е предельное состояние конструкции балок для устройства стального настила выполнено.

4.3.4. Параметры конструирования КЭ.

Таблица 4.22. Параметры конструирования КЭ.

№	Элемент	Жесткостные характеристики		Хар-ки мат-лов	Кoeff. расчетной длины (в ВК ЛИРА)	Предельные перемещения	Вид соединения
Железобетонные элементы							
1		E, кН/м ²	ν	H, см	-	-	-
	Диафраг	9.85*10 ⁶	0.2	16	-	-	-

	ма						
2	Фундаментная плита	9,85*10 ⁶	0,2	60	-	-	-
Металлические элементы							
3	Колонна	Двутавр 25К2		C255	$K_z = 1$ $K_y = 1$	-	Шарнирно с фундаментом
4	Ригель продольный	Двутавр составного несимметричного сечения: Пояс – 120х40, Стенка – 360х8, Нижний пояс – 340х15		C255	-	1/200	Шарнирно
5	Ригель поперечный	Двутавр 20Б1		C245	-	1/200	Шарнирно
6	Главные балки	Двутавр 35Б1		C245	$K_b = 1$	1/200	Шарнирно
7	Ригель 12 метров	Двутавр составного несимметричного сечения: Пояс – 280х40, Стенка – 520х11, Нижний пояс – 500х25		C255	-	1/250	Шарнирно
8	Верхний пояс фермы	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 160х160х8		C245	$K_z = 1$ $K_y = 1$	-	Шарнирно
9	Нижний пояс фермы	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 160х160х4		C245	$K_z = 1$ $K_y = 1$	-	Шарнирно
10	Стойки фермы	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 160х160х8		C245	$K_z = 1$ $K_y = 1$	-	Шарнирно
11	Стойки фермы центральные	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 160х120х4		C245	$K_z = 1$ $K_y = 1$	-	Шарнирно
12	Раскосы фермы	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 160х160х6		C245	$K_z = 0,9$ $K_y = 0,9$	-	Шарнирно
13	Балки настила	Двутавр 25Б2		C245	-	1/200	Шарнирно
14	Балки настила 12	Двутавр 50Б2		C245	-	1/250	Шарнирно

	метров					
15	Связи горизонт альные и вертикал ьные	Профиль стальной гнутый замкнутый сварной квадратный 120x120x3	C245	$K_z = 0,9$ $K_y = 0,9$	-	Шарнирно

4.3.5. Результаты расчета.

Результаты расчета представлены в Приложении 4.

4.3.6. Расчет узлов.

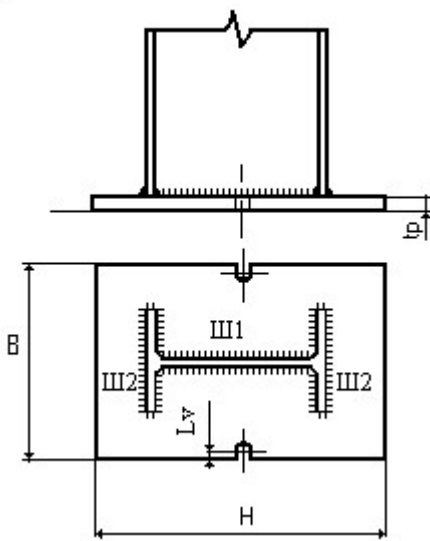
База колонны.

Крепление колонн с фундаментом в расчетной схеме принято шарнирным, поэтому наилучшим вариантом конструирования базы колонны является база с фрезерованным торцом, в силу ее компактности.

Расчет базы колонны выполняем в программном комплексе.

Результаты расчета представлены в таблице 4.23-4.24.

Таблица 4.23. Исходные данные к расчету базы колонны.

			
Узел 46168: Исходные данные			
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Колонна	Профиль	I25K2; СТО АСЧМ 20 - 93	--
	Сталь	C255; ГОСТ 27772-88	--

Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Плита	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	37.00	см
	Длина	37.00	см
	Толщина	3.60	см
Анкерный болт	Марка стали	Ст3пс4	--
	Диаметр	2.00	см
Бетон	Класс бетона	В30	--

Таблица 4.24. Результат расчета базы колонны.

Узел46168: Результаты проверки (СП 16.13330.2011)								
Параметр	Свойство	Значение	Процент использования, %	Внутренние усилия				
				N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН
Плита	Толщина tp1	3.6 см	92.5	-1864.73*	0.000*	-0.409	0.000*	-0.054
	Длина Н	37.0 см						
	Ширина В	37.0 см						
Шов Ш1	Катет	0.4 см	54.3	-1864.73*	0.000	-0.409	0.000	-0.054
Шов Ш2	Катет	0.4 см	54.3	-1864.73*	0.000	-0.409	0.000	-0.054

* - усилия, участвующие в подборе или проверке соответствующего параметра.

Узел примыкания составного ригеля к колонне.

Примыкание ригеля к колонне осуществляется сбоку. Усилия с ригеля передаются на колонну через опорный столик.

Определим параметры торцевого ребра.

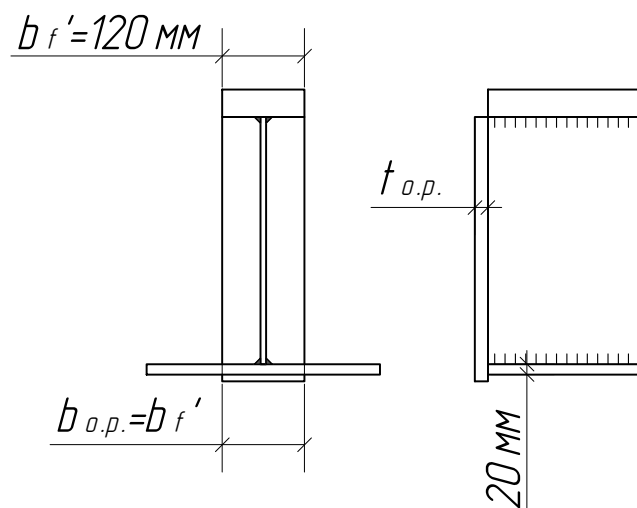


Рисунок 4.38. Схема примыкания опорного ребра.

Ширина опорного ребра:

$$b_{o.p.} = b_f' = 120 \text{ мм}$$

Толщина опорного ребра определяется из условия смятия:

$$\frac{Q_y}{t_{o.p.} \cdot b_{o.p.} \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1 \Rightarrow t_{o.p.} = \frac{Q_y}{b_{o.p.} \cdot R_p \cdot \gamma_c};$$

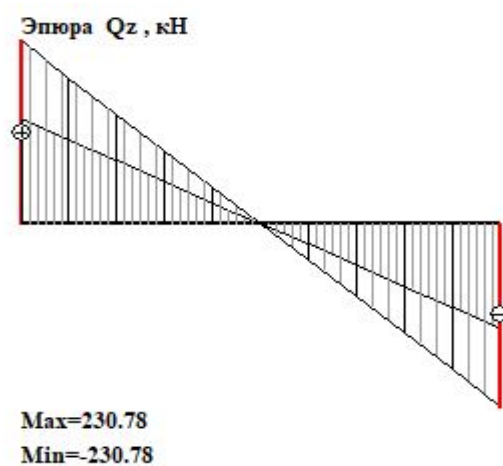


Рисунок 4.39. Эпюра поперечной силы, возникающей в ригеле.

R_p – расчетное сопротивление смятию, по приложению В СП 16.13330.2017, $R_p = 361 \text{ МПа}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

87

$$t_{o.p.} = \frac{230,78}{12 \cdot 36,1 \cdot 1,0} = 0,53 \text{ см} = 5,3 \text{ мм}$$

Проверим устойчивости Т-образной стойки относительно оси Х.

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_{cm} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где $N = Q_y = 230,78 \text{ кН}$;

C – длина зоны в стенке ригеля, в которой возможна потеря устойчивости,

$$C = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 8 \text{ мм} \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 152 \text{ мм} = 15,2 \text{ см}$$

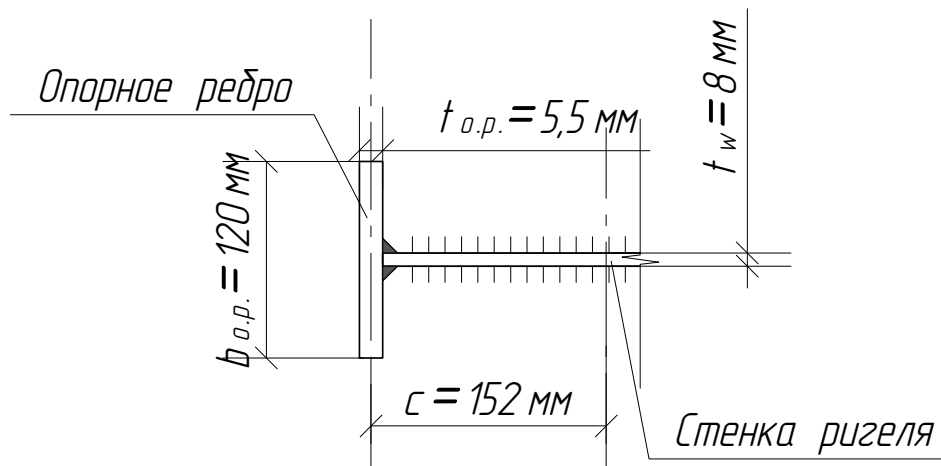


Рисунок 4.40. Схема сопряжения опорного ребра ригеля со стенкой.

$$A_{cm} = t_{o.p.} \cdot b_{o.p.} + C \cdot t_w = 0,55 \cdot 12 + 15,2 \cdot 0,8 = 18,76 \text{ см}^2$$

φ – коэффициент продольного изгиба, зависит от $\bar{\lambda}$ (приведенной гибкости) и от формы сечения.

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

где λ – фактическая гибкость, $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$;

где $l_{ef} = h_w = 360 \text{ мм}$;

i_{min} - минимальный радиус инерции сечения, $i_{min} = \sqrt{\frac{J_{min}}{A}}$;

$$J_{min} = J_x = J_{o.p.}^x + J_w^x = 79,85 \text{ см}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{79,85}{18,76}} = 2,06 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{12}{2,06} = 5,82$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 5,82 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,2 < 0,4 \Rightarrow \varphi = 1$$

$$\frac{230,78}{1 \cdot 18,76 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,51 \geq 1$$

Устойчивость Т-образного сечения обеспечена.

Рассчитаем соединительный шов опорного ребра на действие поперечной силы.

Условие прочности для сварного соединения:

$$\frac{N_w}{K_f \cdot \beta_{f,z} \cdot \sum l_w \cdot R_{wf,z} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где $N_w = Q_y = 230,78 \text{ кН}$;

Сварное соединение выполняется полуавтоматически сварочной проволокой марки Св-08А. Шов сварного соединения – тавровый с двухсторонними угловыми швами, нижний.

Определим наиболее слабую зону сварного соединения:

$$\text{Зона 1: } R_{wf} \beta_f = 180 \cdot 0,9 = 162 \text{ МПа}$$

$$\text{Зона 2: } R_{wz} \beta_z = 166,5 \cdot 1,05 = 174,8 \text{ МПа} \quad (R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа})$$

Следовательно, зона 1 более слабая.

Тогда, условие прочности сварного соединения примет вид:

$$\frac{N_w}{n \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Примем значение катета сварного шва по табл. 38 [1], $K_f = 4 \text{ мм}$.

Длина шва равна высоте стенки главной балки $l_w = h_w = 36 \text{ см}$

Проверяем условие прочности:

$$\frac{230,78 \text{ кН}}{2 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 36 \cdot 1} = 0,49 \leq 1$$

Так как прочность сварного соединения обеспечена с запасом более, чем 50%, следовательно, возможно устройство одностороннего шва, увеличив при этом катет на 1 мм, для дополнительного запаса прочности, учитывающий выполнение сварки сварщиком.

Определим из конструктивных особенностей размеры опорного столика:

- Ширина столика $b_{\text{ст}} = 140 \text{ мм}$
- Толщина столика $t_{\text{ст}} = 30 \text{ мм}$

Расчет высоты столика выполняют из расчета фланговых угловых швов, прикрепляющих столик к колонне.

Условие прочности для сварного соединения:

$$\frac{N_w}{K_f \cdot \beta_{f,z} \cdot \sum l_w \cdot R_{wf,z} \cdot \gamma_c} \leq 1 \Rightarrow \sum l_w = \frac{N_w}{K_f \cdot \beta_{f,z} \cdot R_{wf,z} \cdot \gamma_c}$$

где $N_w = 1,3 \cdot Q_y = 1,3 \cdot 230,78 \text{ кН} = 300 \text{ кН}$;

K_f - катет сварного шва по табл. 38 [1] $K_f = 10 \text{ мм}$.

Сварное соединение выполняется полуавтоматически под флюсом сварочной проволокой марки Св-08А. Положение шва сварного соединения - нижнее.

Определим наиболее слабую зону сварного соединения:

Зона 1: $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, $\beta_f = 0,9$; $R_{wf}\beta_f = 180 \cdot 0,9 = 162 \text{ МПа}$;

Зона 2: $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$, $\beta_z = 1,05$; $R_{wz}\beta_z = 162 \cdot 1,05 = 170,1 \text{ МПа}$.

Следовательно, зона 1 более слабая.

Длина шва:

$$\sum l_w = \frac{230,78}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 14,2 \text{ см}$$

Высоту опорного столика принимаем:

$$h_{o.c.} = \frac{\sum l_w}{2} + 1 \text{ см (на непровар)} = 8 \text{ см.}$$

					<i>I_53551014</i>	Лист
						91
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

ПРИЛОЖЕНИЕ 1.

АРХИТЕКТУРНАЯ ОСНОВА ПРОЕКТА.

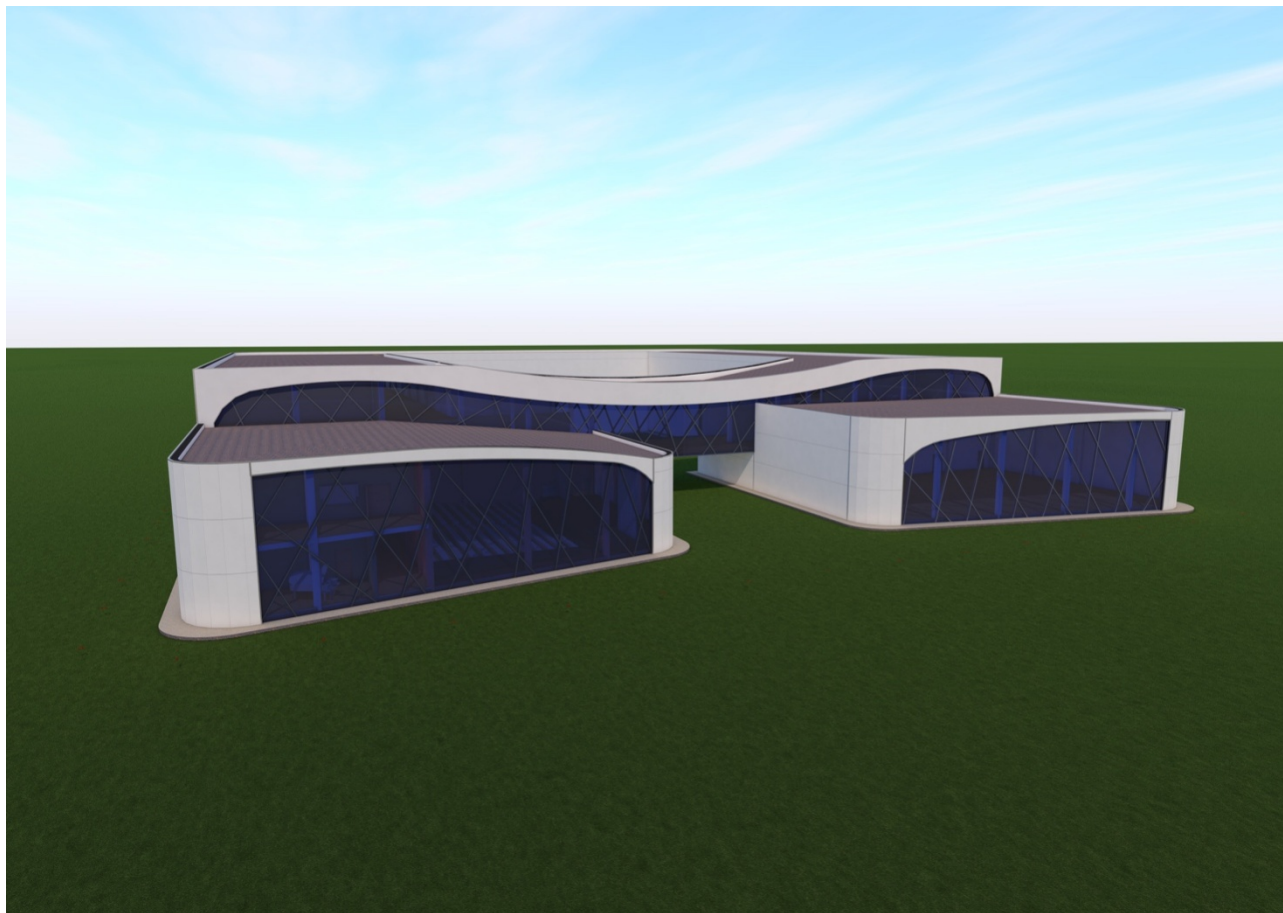


Рисунок 1.1. 3D вид задания.

					И_53551014	Лист
						92
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

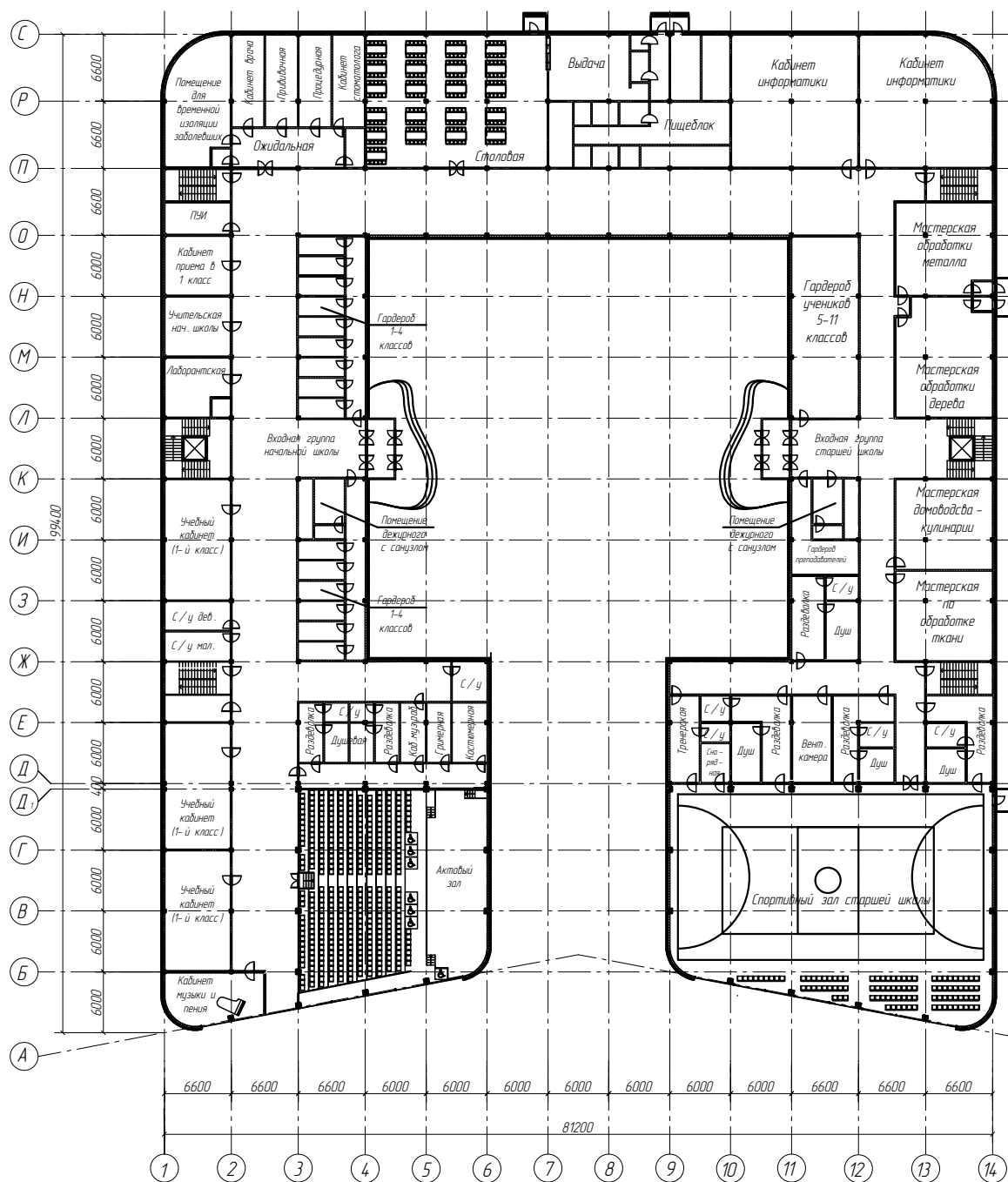


Рисунок 1.2. План-схема 1 этажа здания.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

93

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА СПОРТИВНОГО ЗАЛА.

2.1.Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (без ветра)»

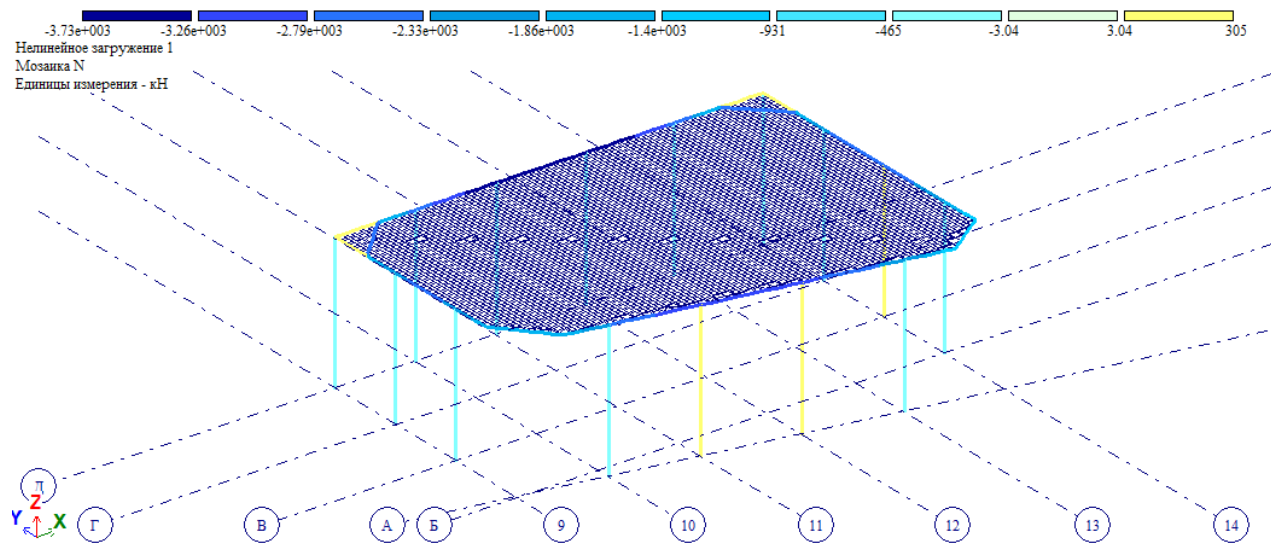


Рисунок 2.1.1. Мозаика усилий в стержнях N, кН.

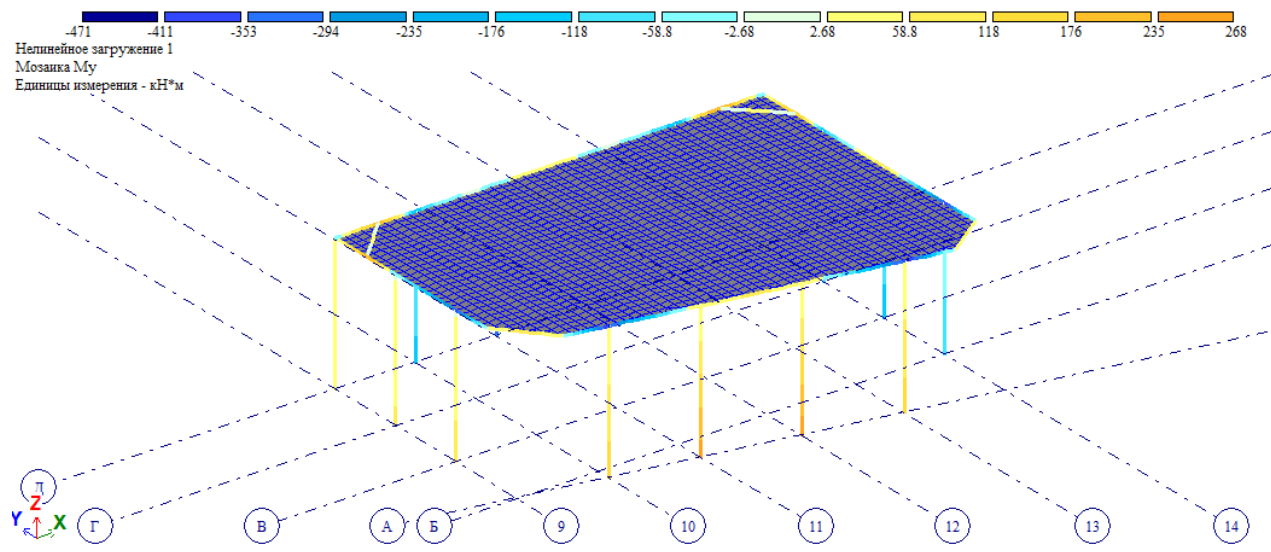


Рисунок 2.1.2. Мозаика усилий в стержнях My, кН*м.

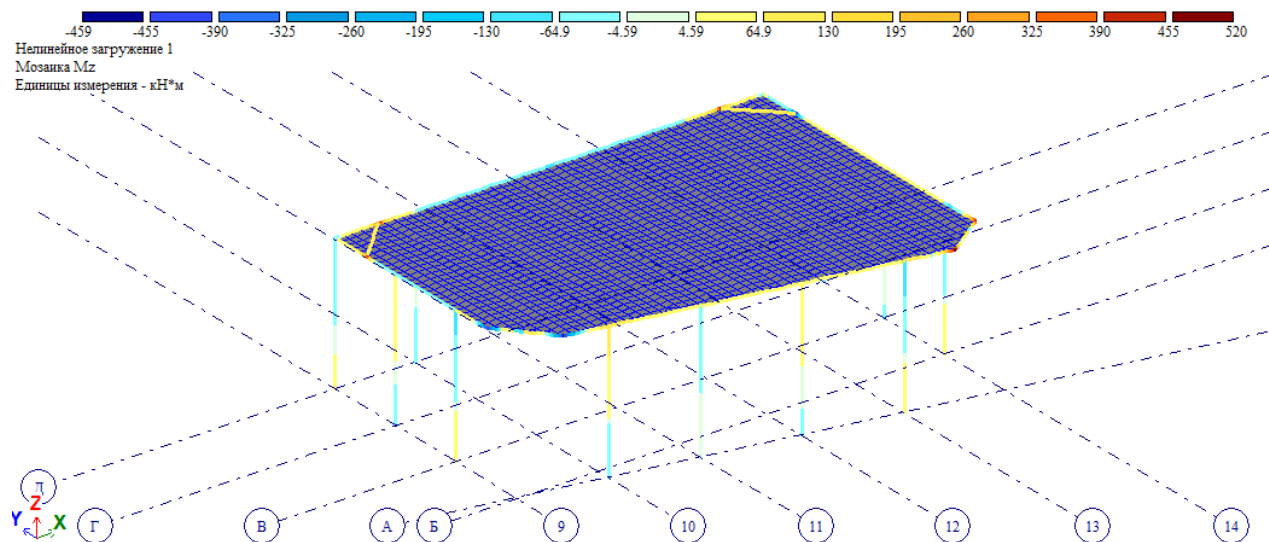


Рисунок 2.1.3. Мозаика усилий в стержнях M_z , $\text{kH}\cdot\text{м}$.

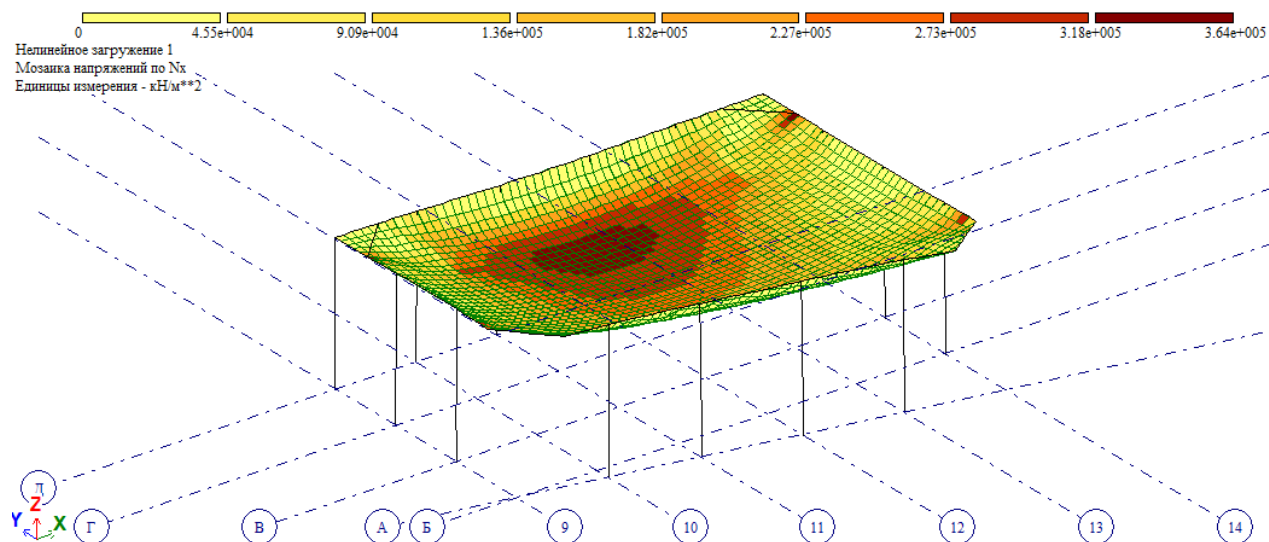


Рисунок 2.1.4. Мозаика напряжений в мембране N_x , $\text{kH}/\text{м}^2$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

95

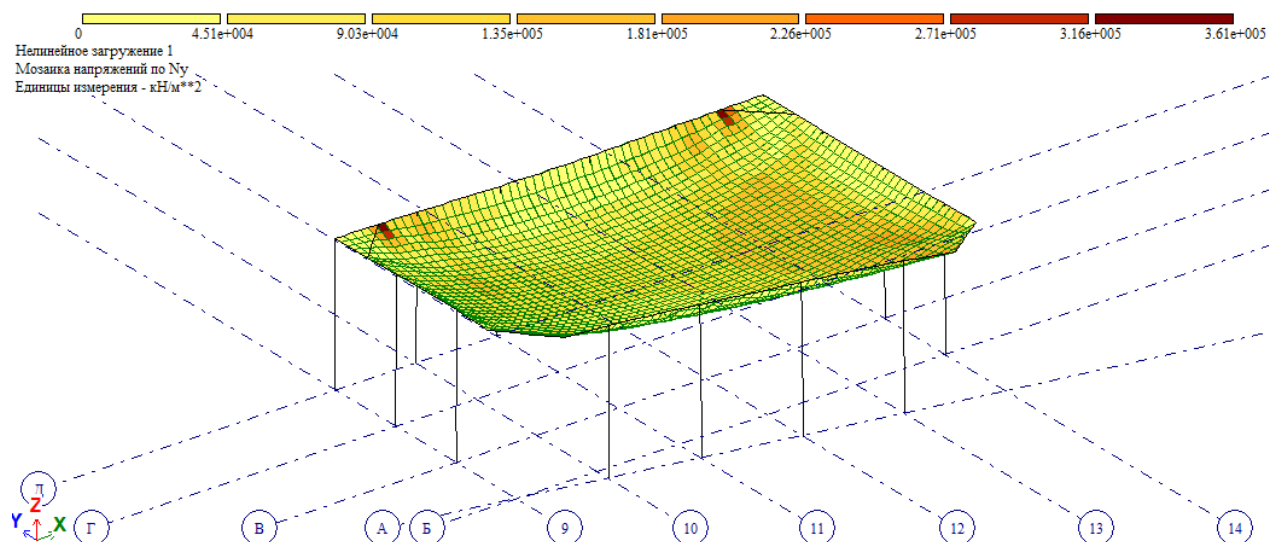


Рисунок 2.1.5. Мозаика напряжений в мембране N_y , kH/m^2 .

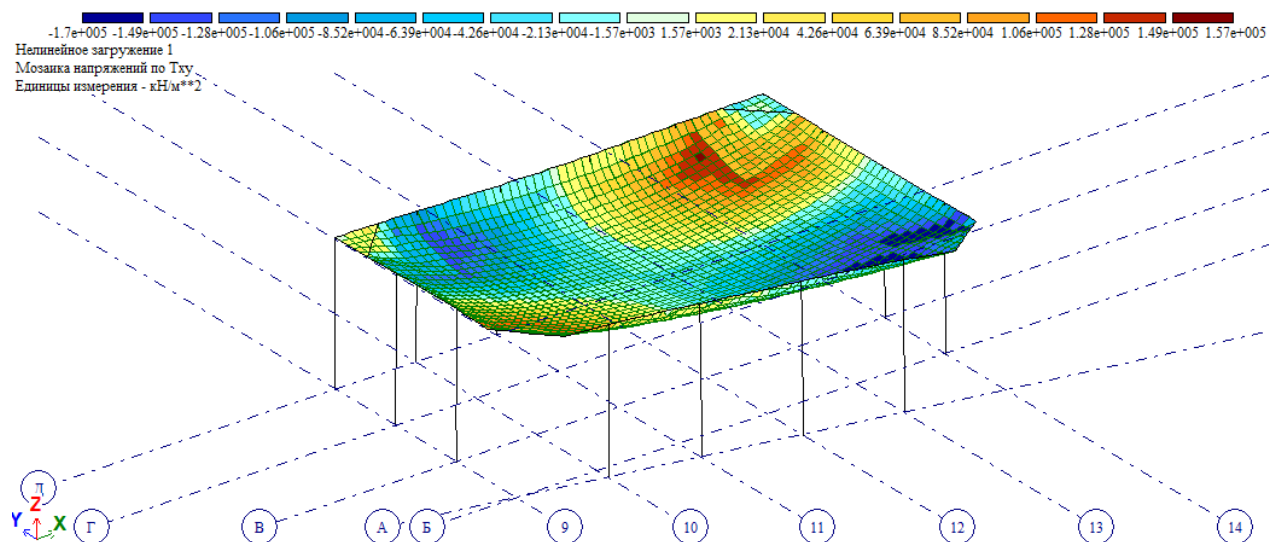


Рисунок 2.1.6. Мозаика напряжений в мембране τ_{xy} , kH/m^2 .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

96

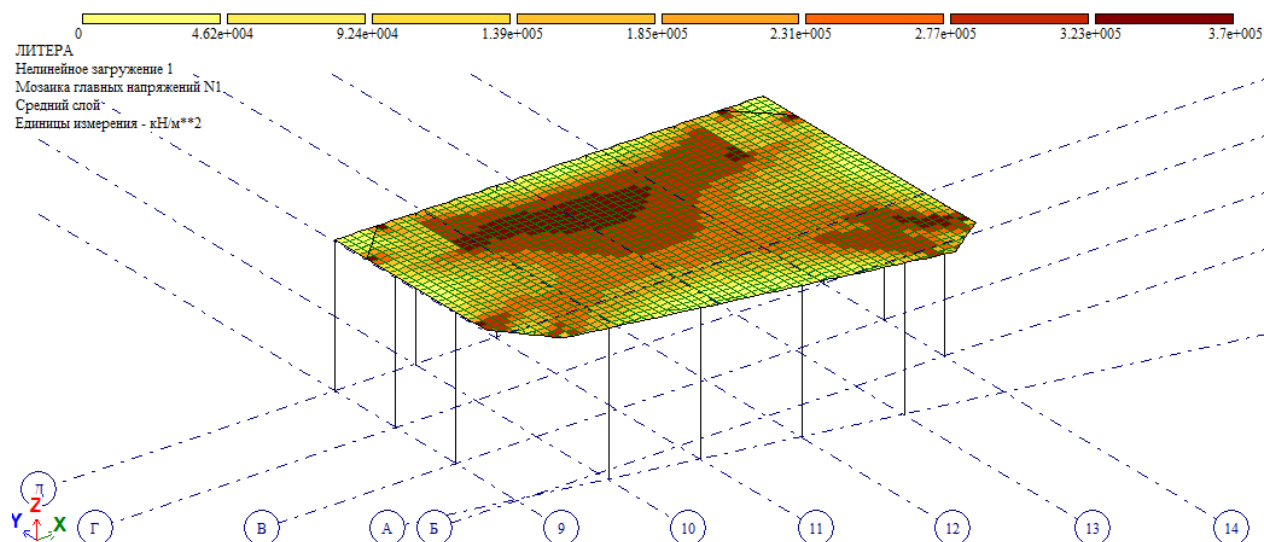


Рисунок 2.1.7. Мозаика главных напряжений в мембране N₁, кН/м².

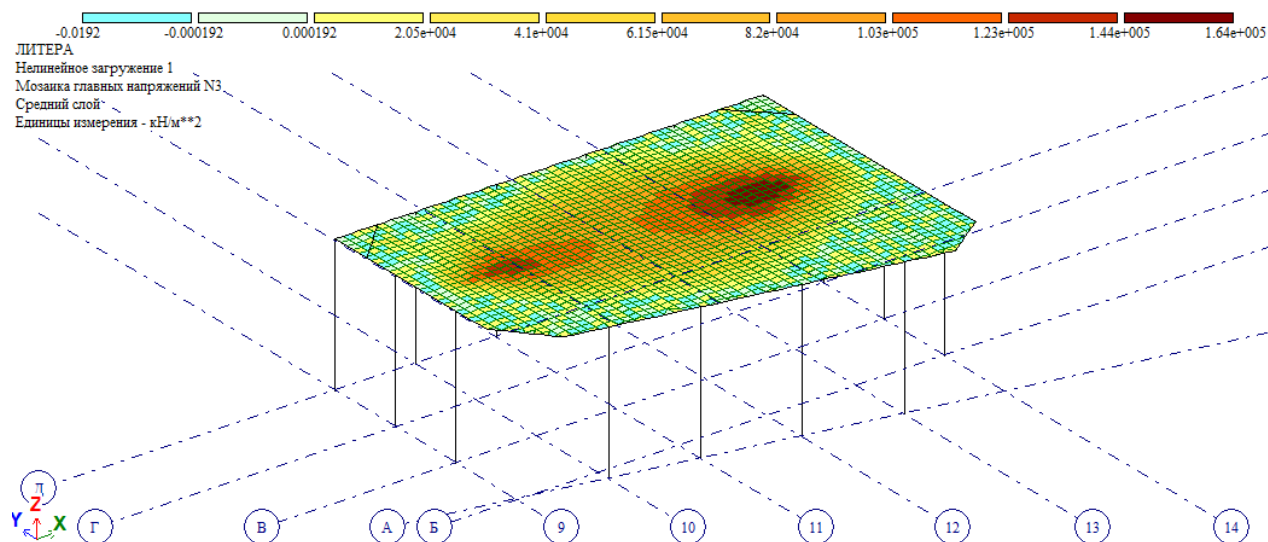


Рисунок 2.1.8. Мозаика главных напряжений в мембране N₃, кН/м².

2.2. Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (ветер по X)»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

97

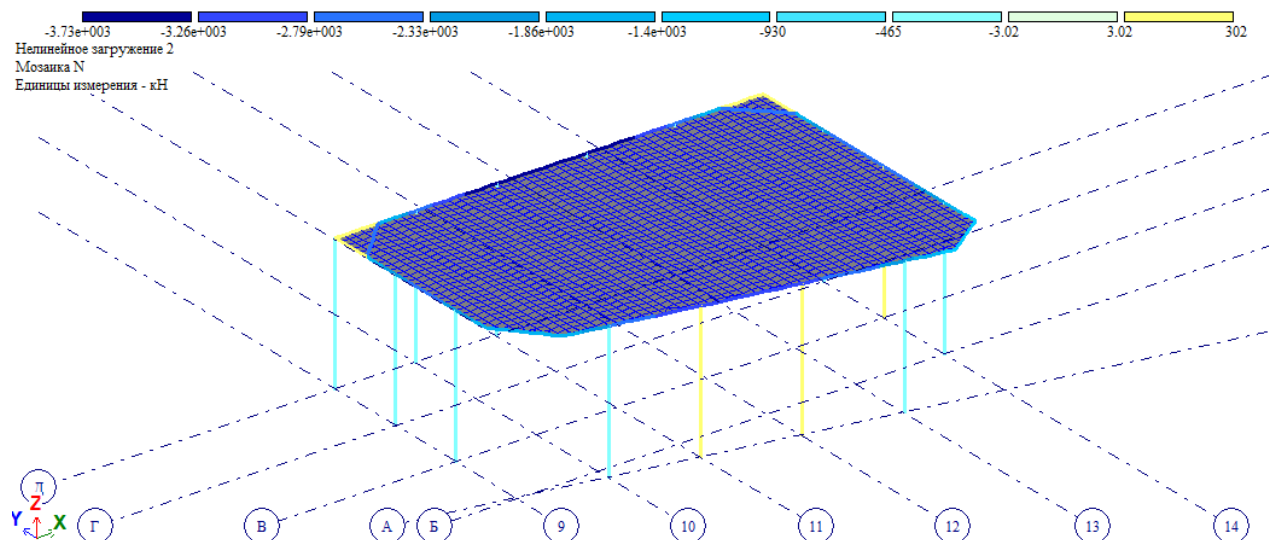


Рисунок 2.2.1. Мозаика усилий в стержнях N, кН.

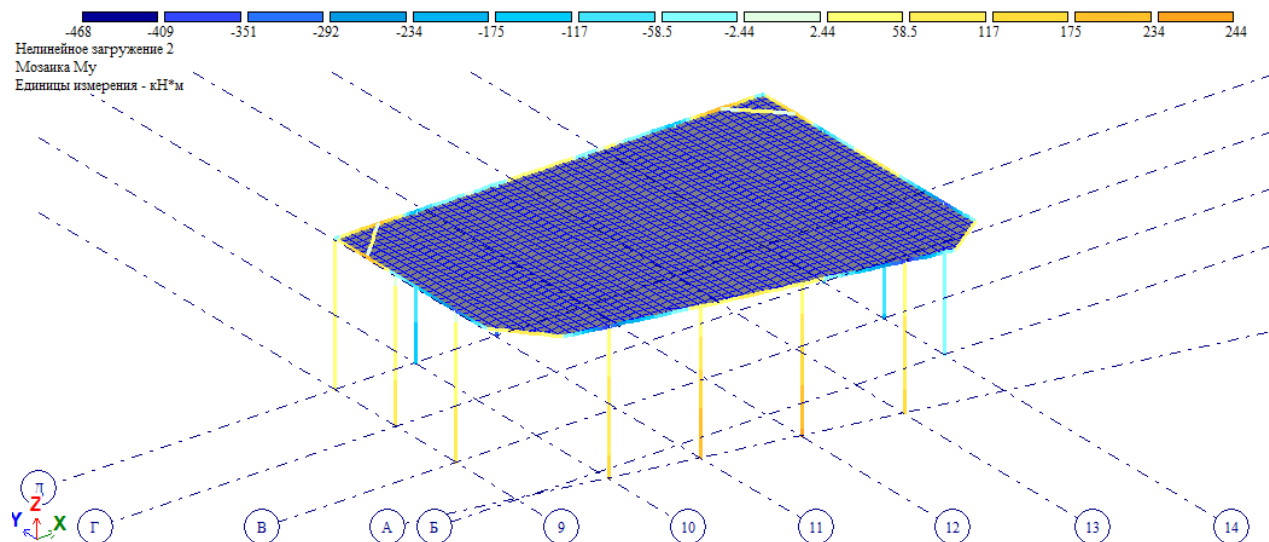


Рисунок 2.2.2. Мозаика усилий в стержнях M_y , кН*м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

98

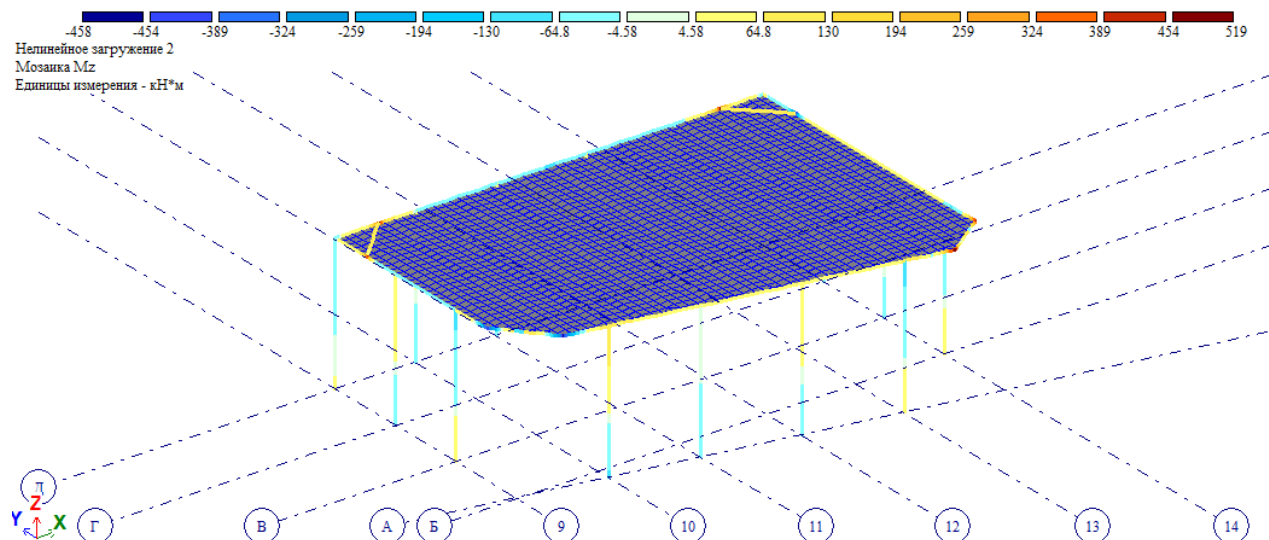


Рисунок 2.2.3. Мозаика усилий в стержнях M_z , кН*м.

2.3. Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (ветер по Y)»

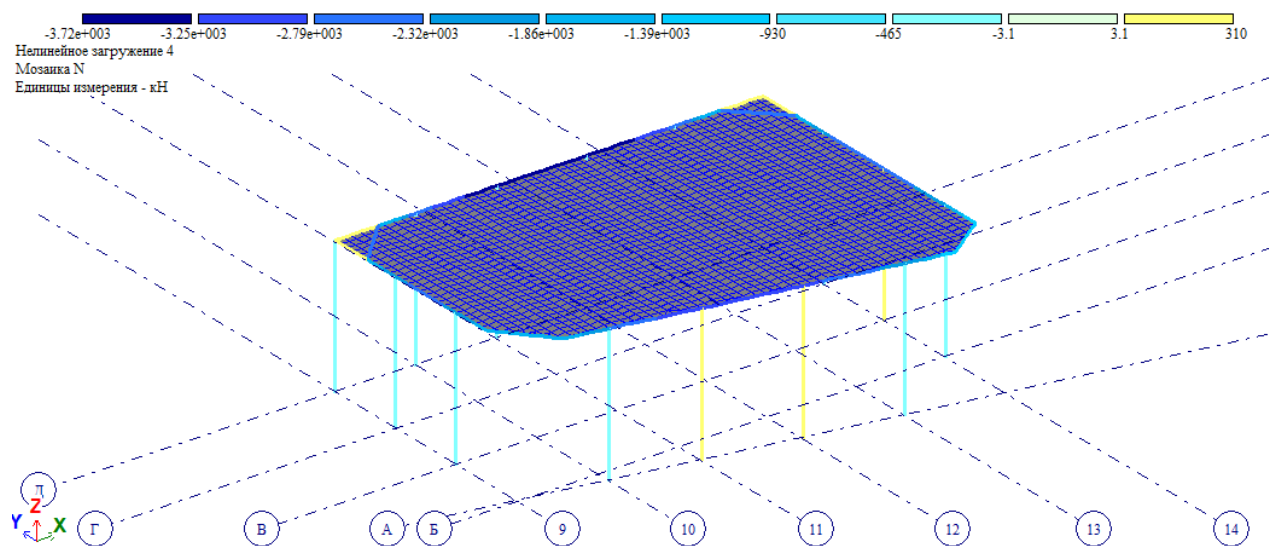


Рисунок 2.3.1. Мозаика усилий в стержнях N, кН.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

99

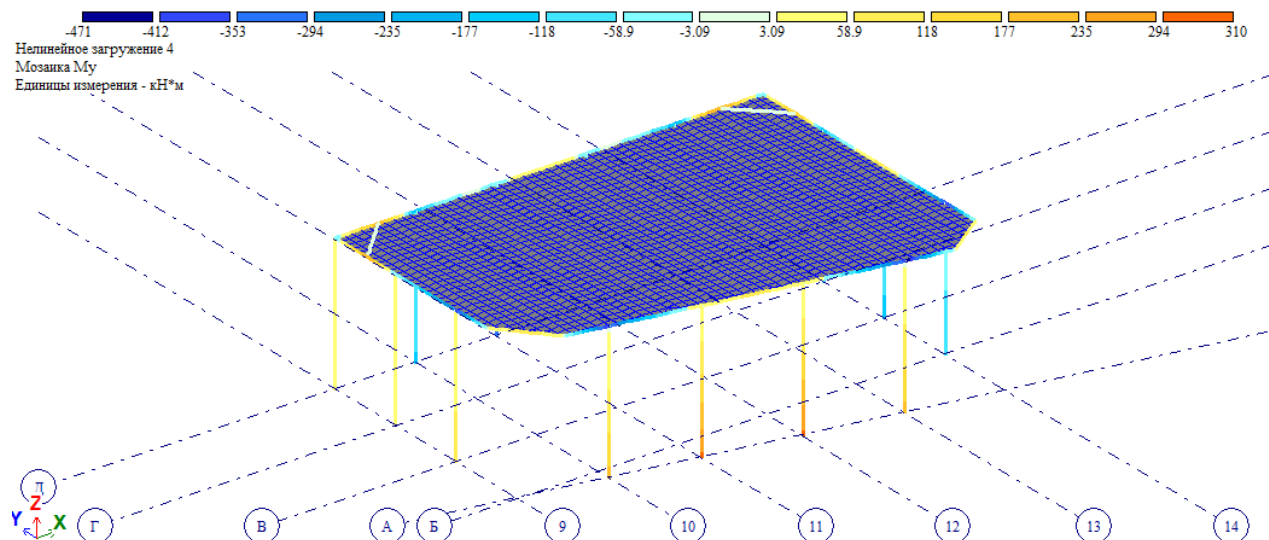


Рисунок 2.3.2. Мозаика усилий в стержнях M_y , кН*м.

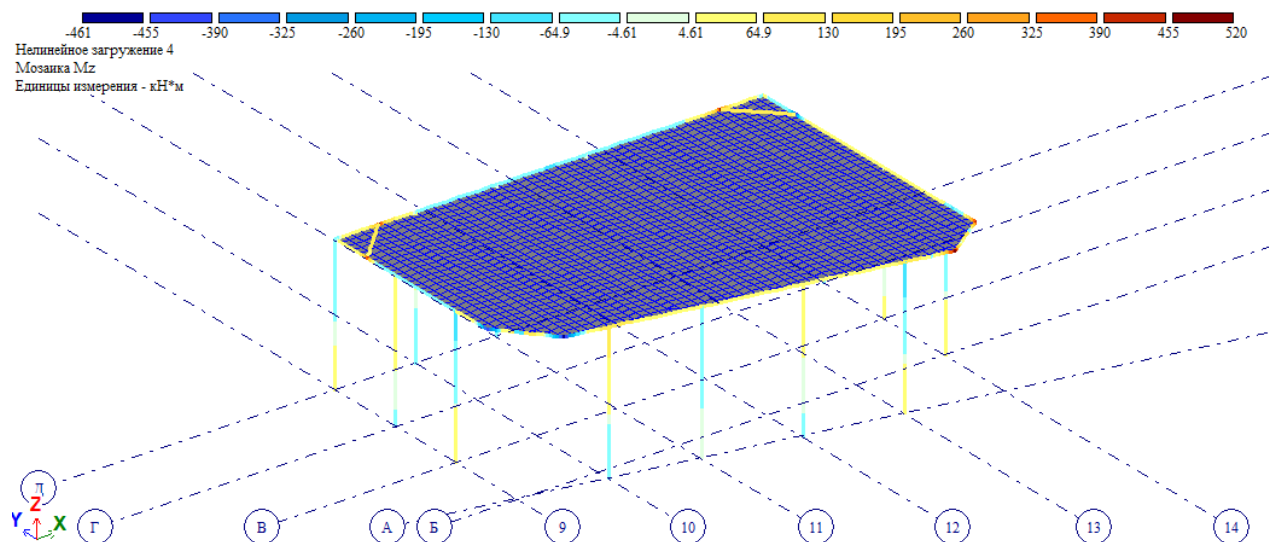


Рисунок 2.3.3. Мозаика усилий в стержнях M_z , кН*м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

100

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.

СХЕМА ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗОК НА ОСНОВНУЮ ШКОЛУ.

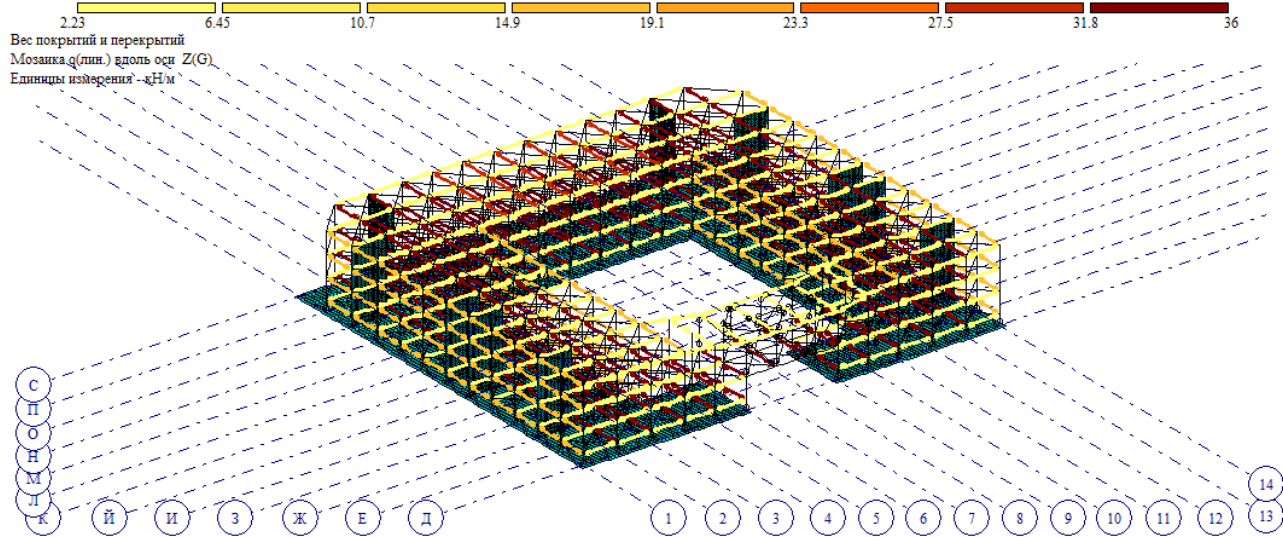


Рисунок 3.1. Вес покрытия и перекрытий.

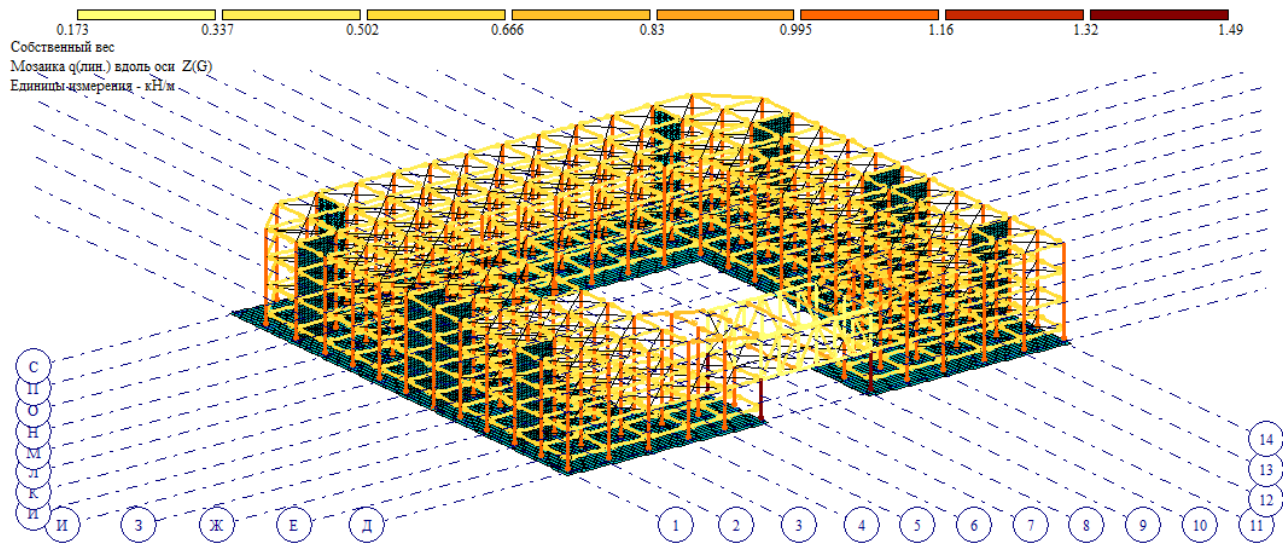


Рисунок 3.2. Собственный вес МК элементов.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

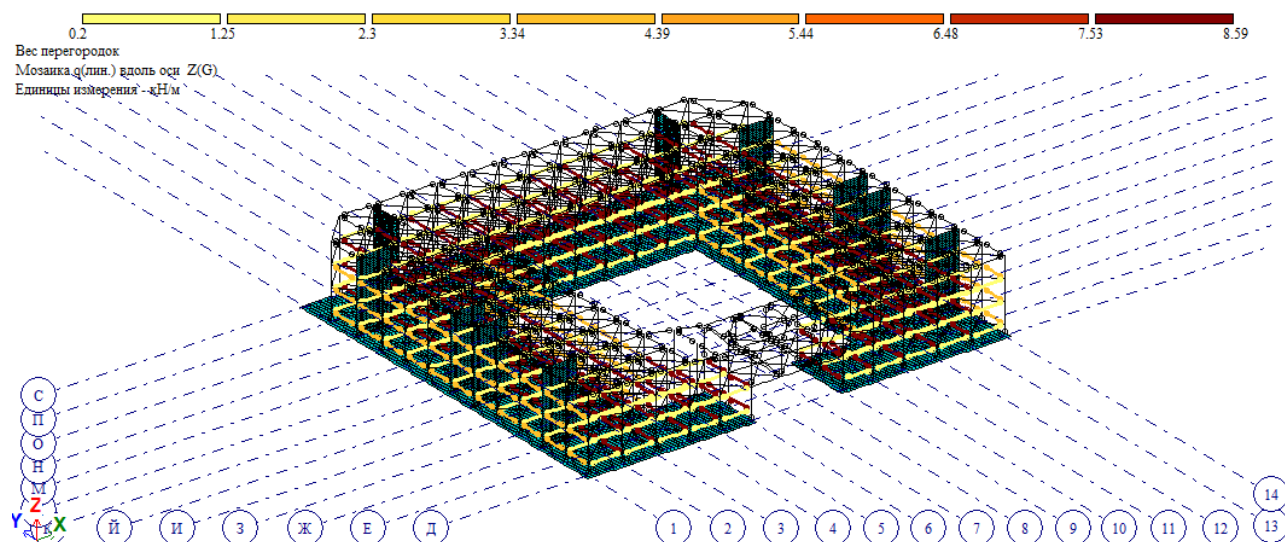


Рисунок 3.3. Вес перегородок.

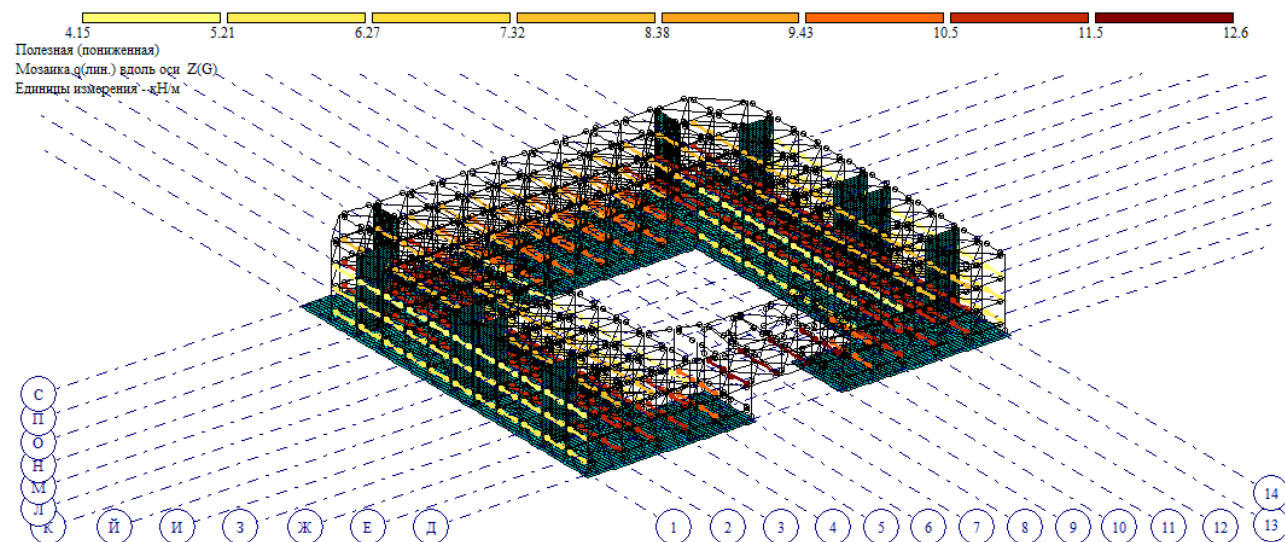


Рисунок 3.4. Полезная нагрузка (длительная).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

102

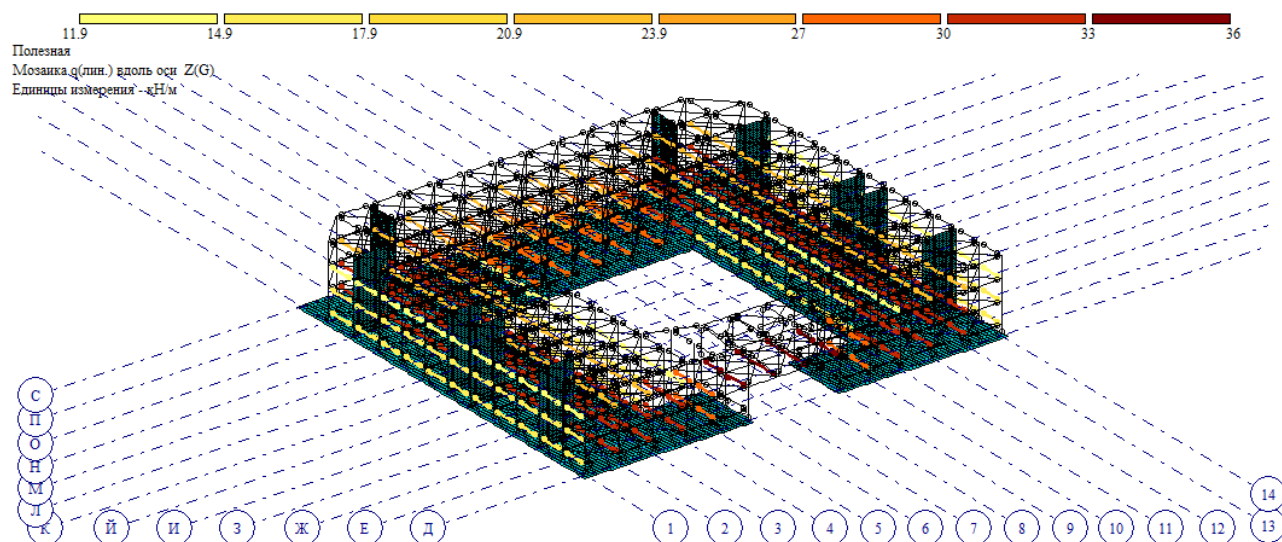


Рисунок 3.5. Полезная нагрузка (кратковременная).

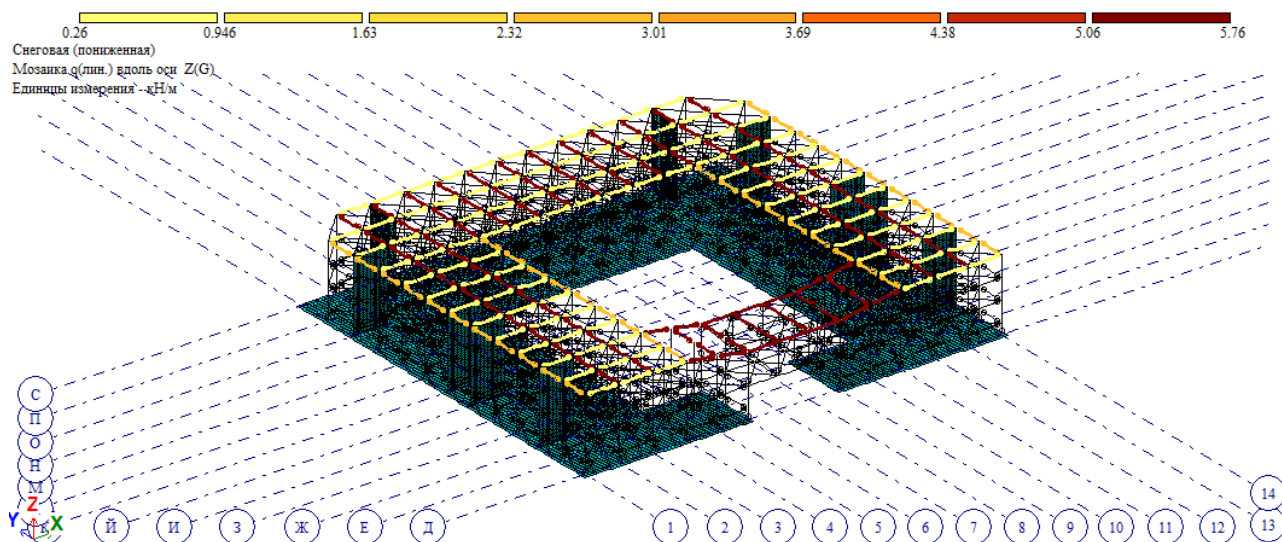


Рисунок 3.6. Снеговая нагрузка (пониженная).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

103

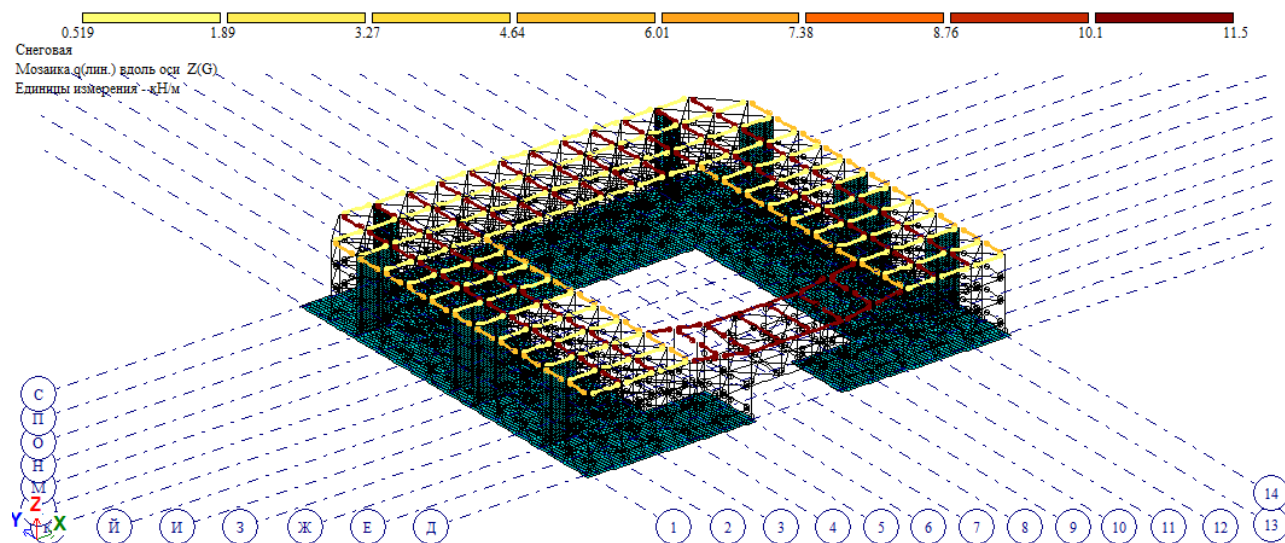


Рисунок 3.7. Снеговая нагрузка (кратковременная).

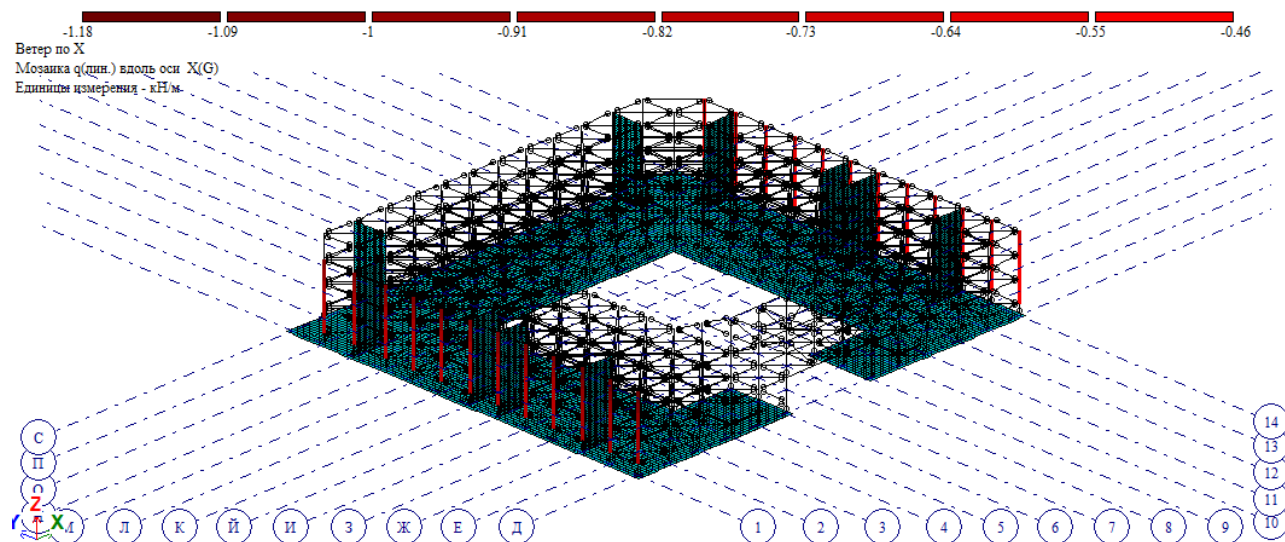


Рисунок 3.8. Нагрузка в направлении оси X от действия ветра по X.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

104

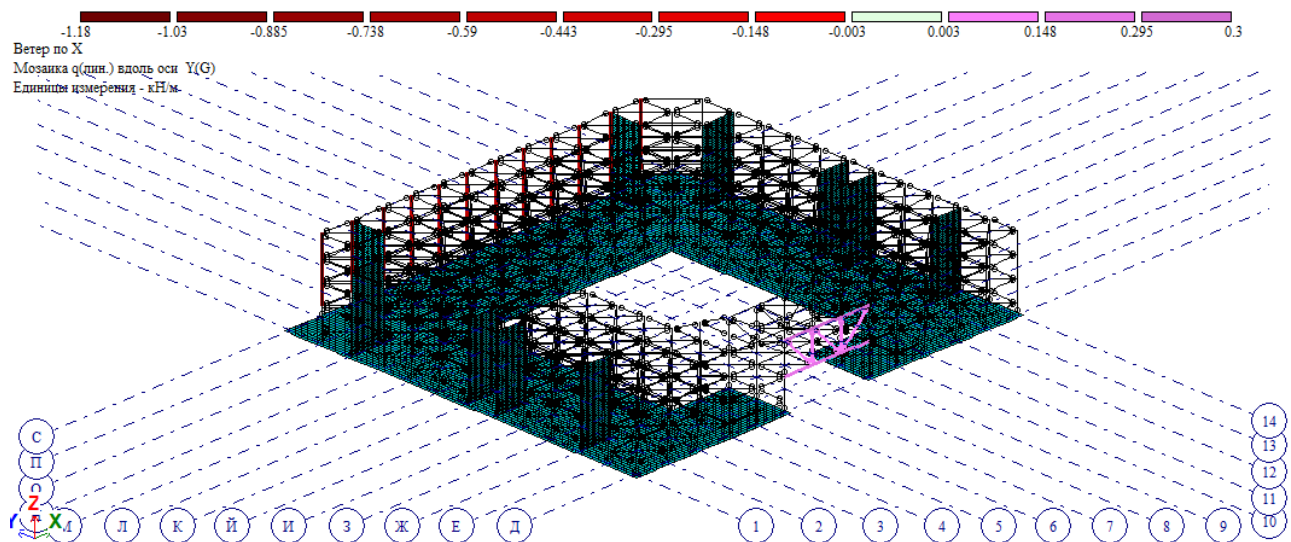


Рисунок 3.9. Нагрузка в направлении оси Y от действия ветра по X.

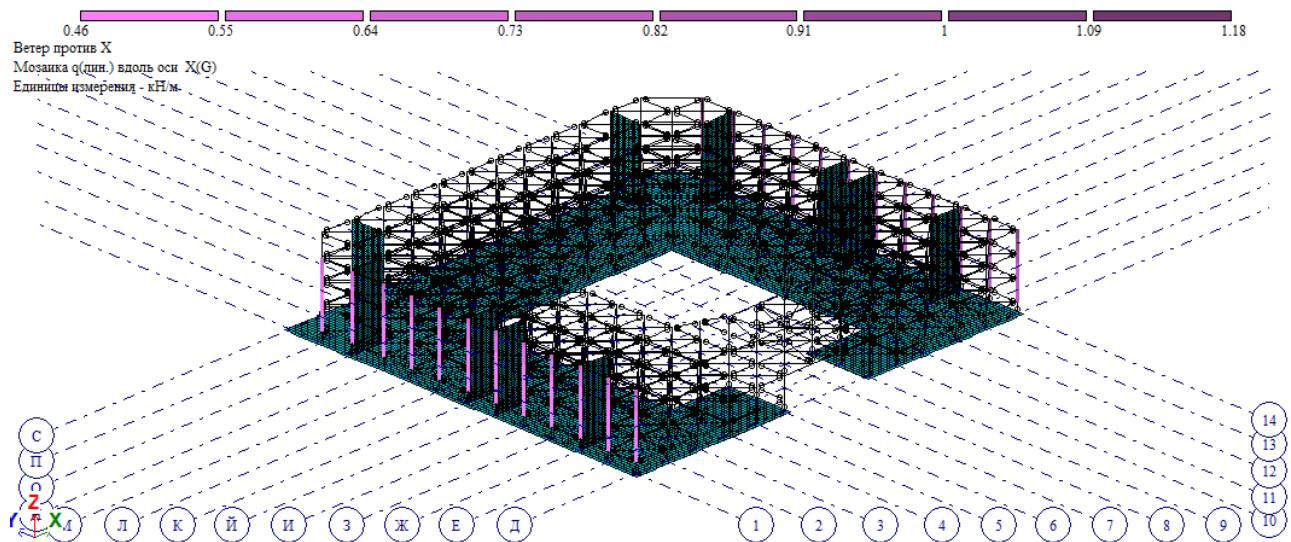


Рисунок 3.10. Нагрузка в направлении оси X от действия ветра против X.

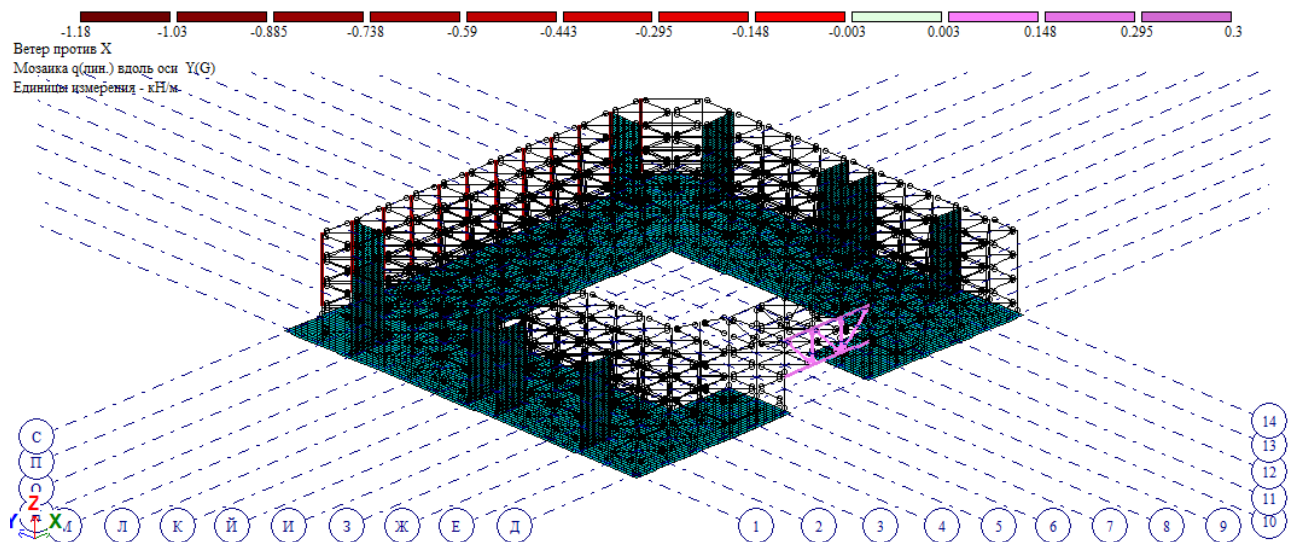


Рисунок 3.11. Нагрузка по направлению оси Y от действия ветра против X.

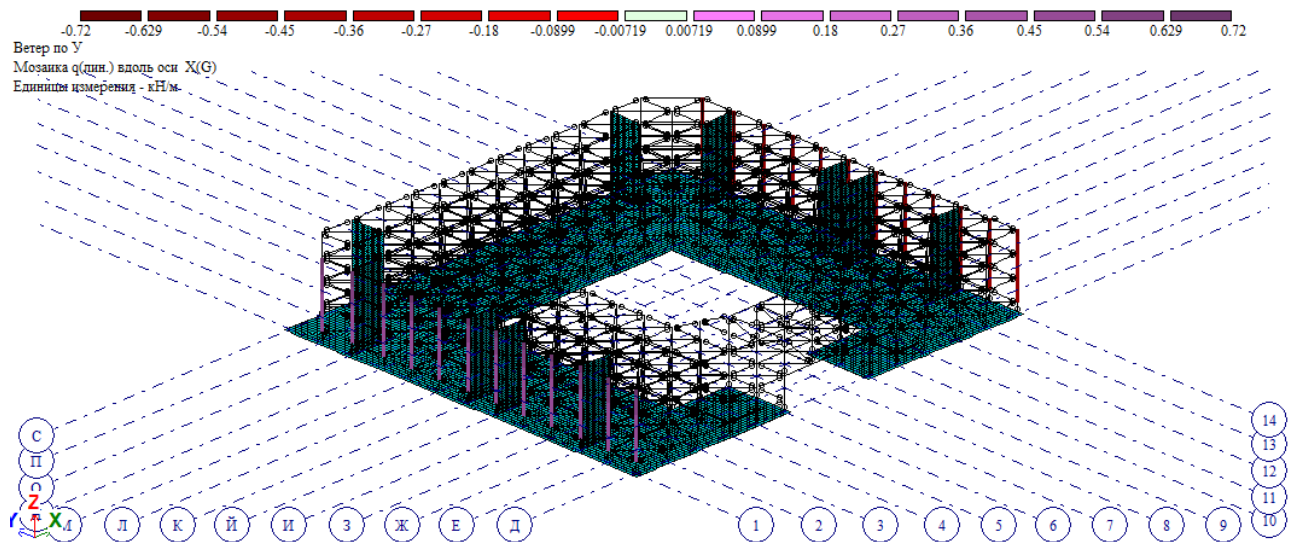


Рисунок 3.12. Нагрузка по направлению оси X от действия ветра по Y.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

106

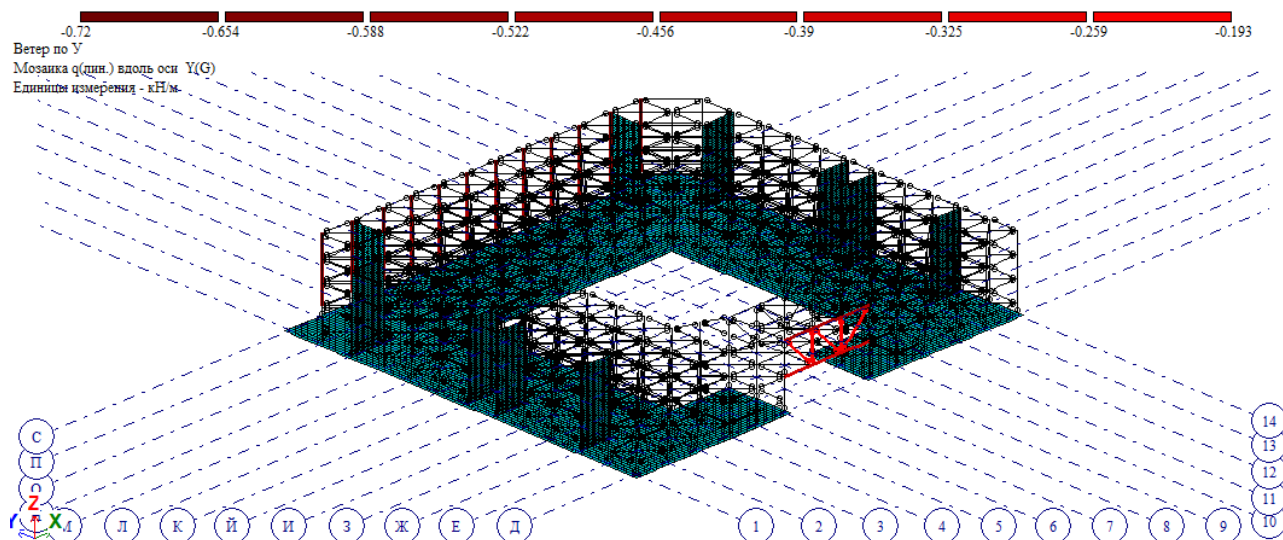


Рисунок 3.13. Нагрузка по направлению оси Y от действия ветра по Y.

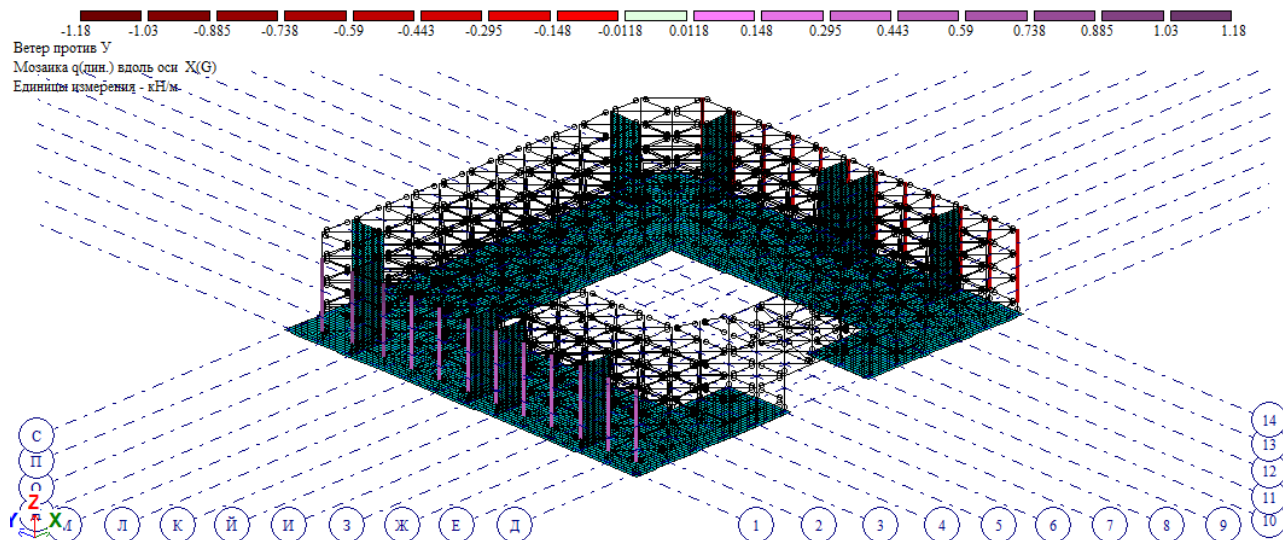


Рисунок 3.14. Нагрузка по направлению оси X от действия ветра против Y.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

107

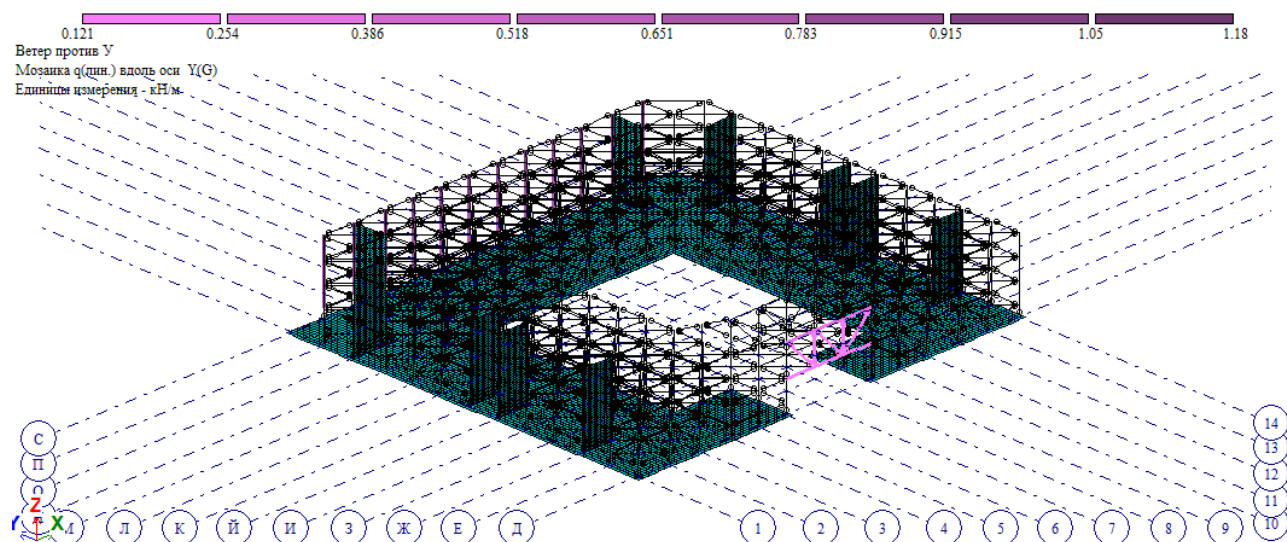


Рисунок 3.15. Нагрузка по направлению оси Y от действия ветра против Y.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

108

ПРИЛОЖЕНИЕ 4.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ОСНОВНОЙ ШКОЛЫ.

4.1. Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (без ветра)»

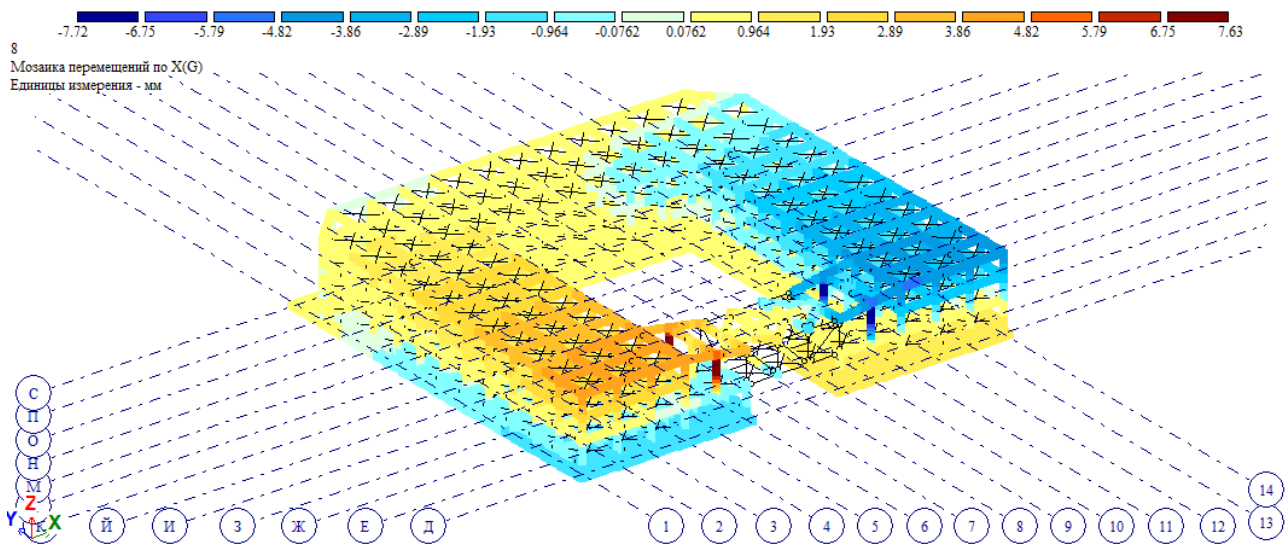


Рисунок 4.1.1. Мозаика перемещений по X, мм.

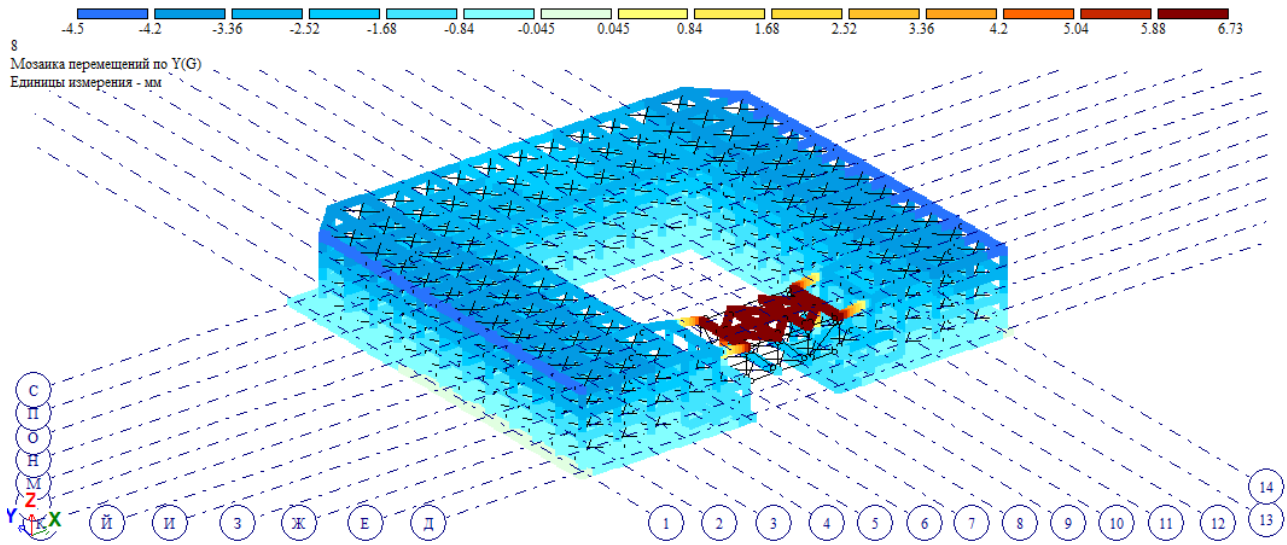


Рисунок 4.1.2. Мозаика перемещений по Y, мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

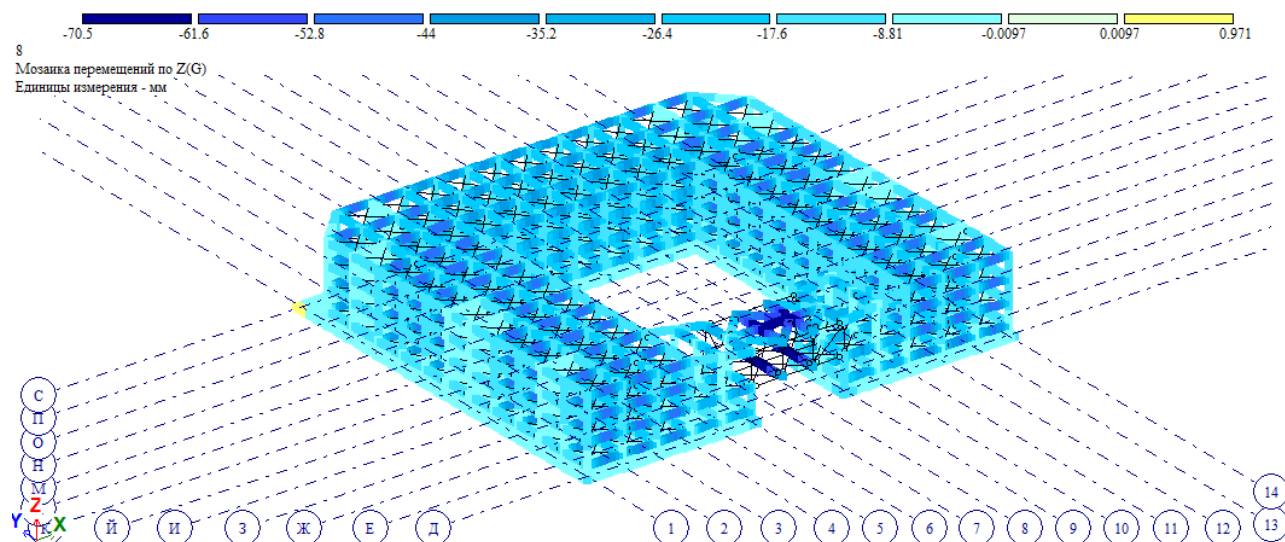


Рисунок 4.1.3. Мозаика перемещений по Z, мм.

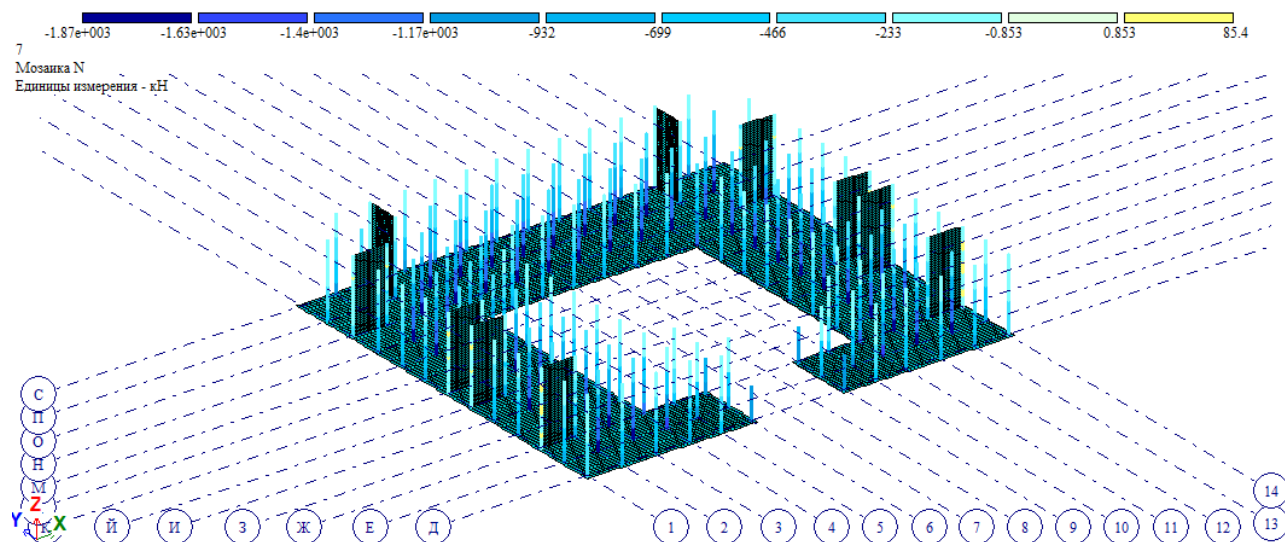


Рисунок 4.1.4. Мозаика усилий N в колоннах, кН.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

110

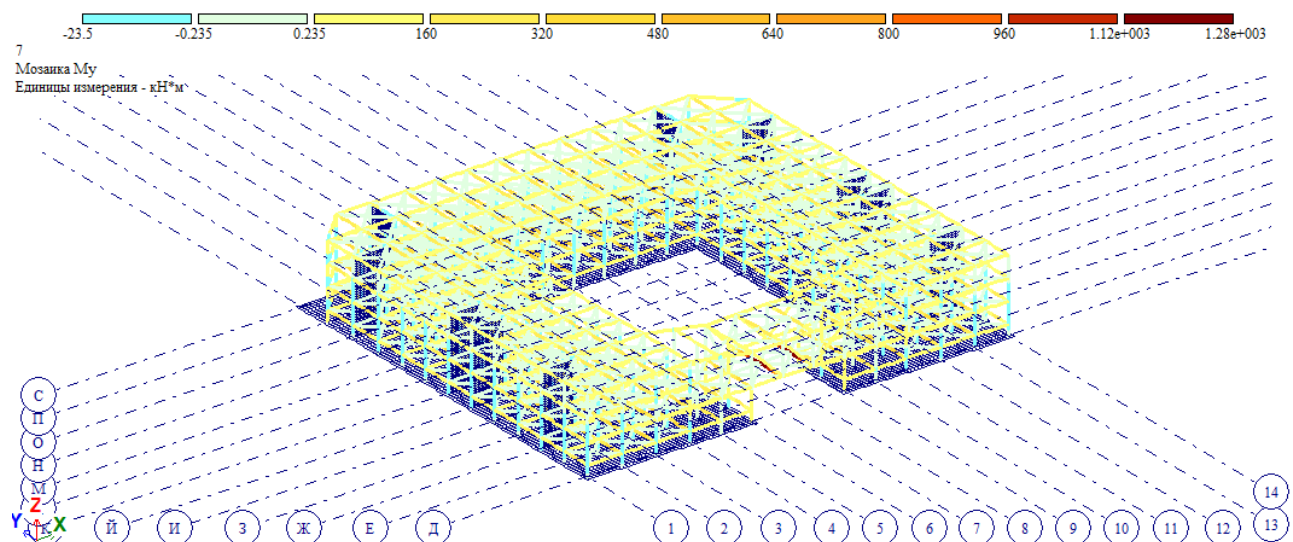


Рисунок 4.1.5. Мозаика усилий M_y (общая схема), $\text{kH}\cdot\text{м}$.

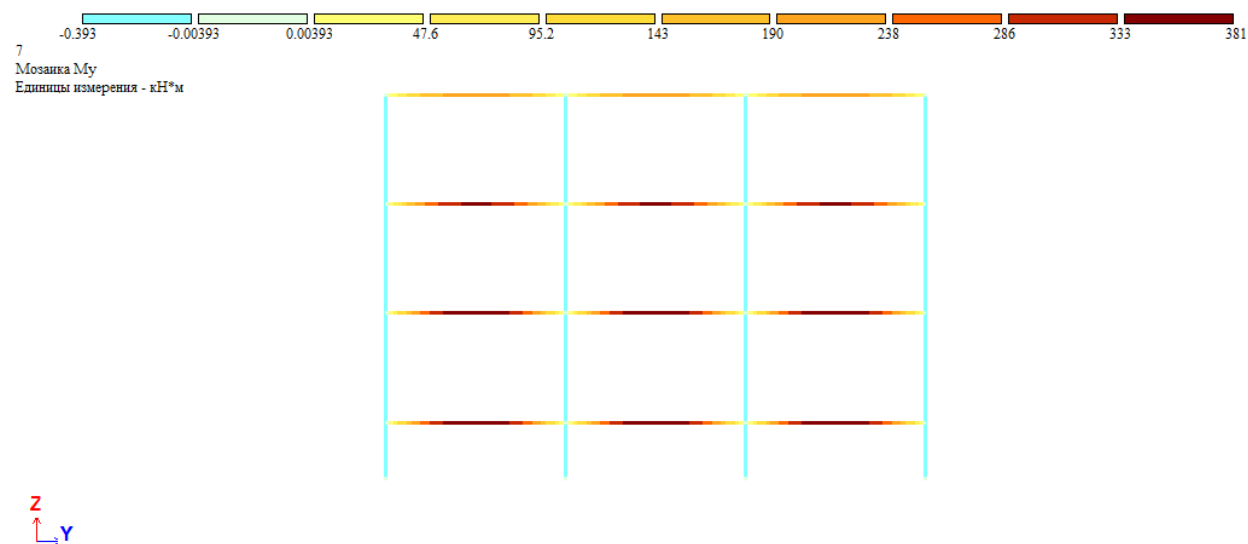


Рисунок 4.1.6. Мозаика усилий M_y (рама по оси 8-8), $\text{kH}\cdot\text{м}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

111

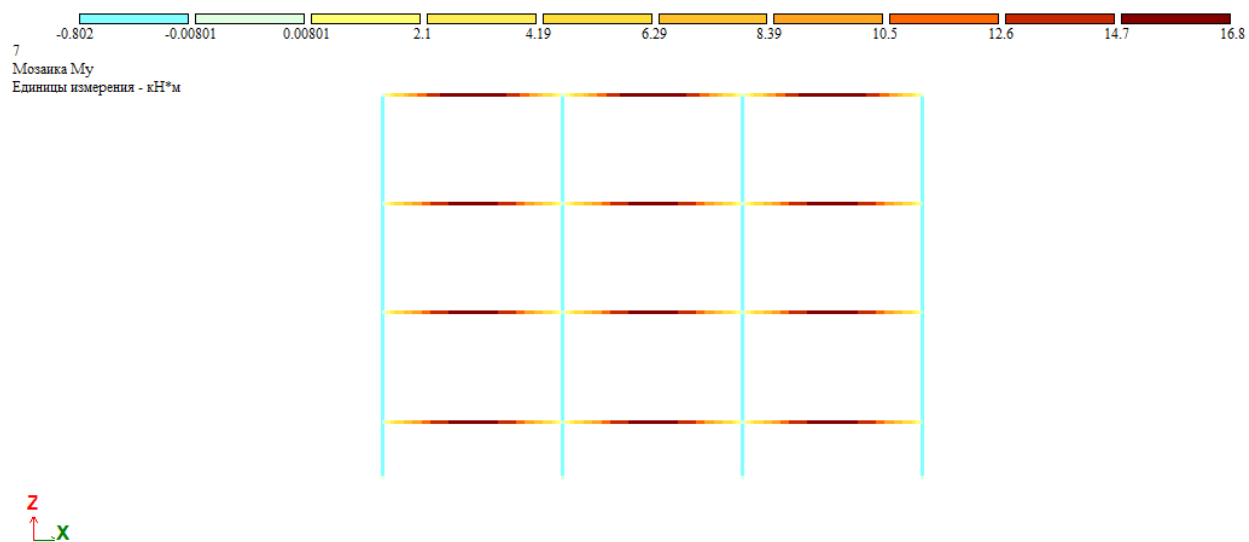


Рисунок 4.1.7. Мозаика усилий M_y (рама по оси М-М), кН · м.

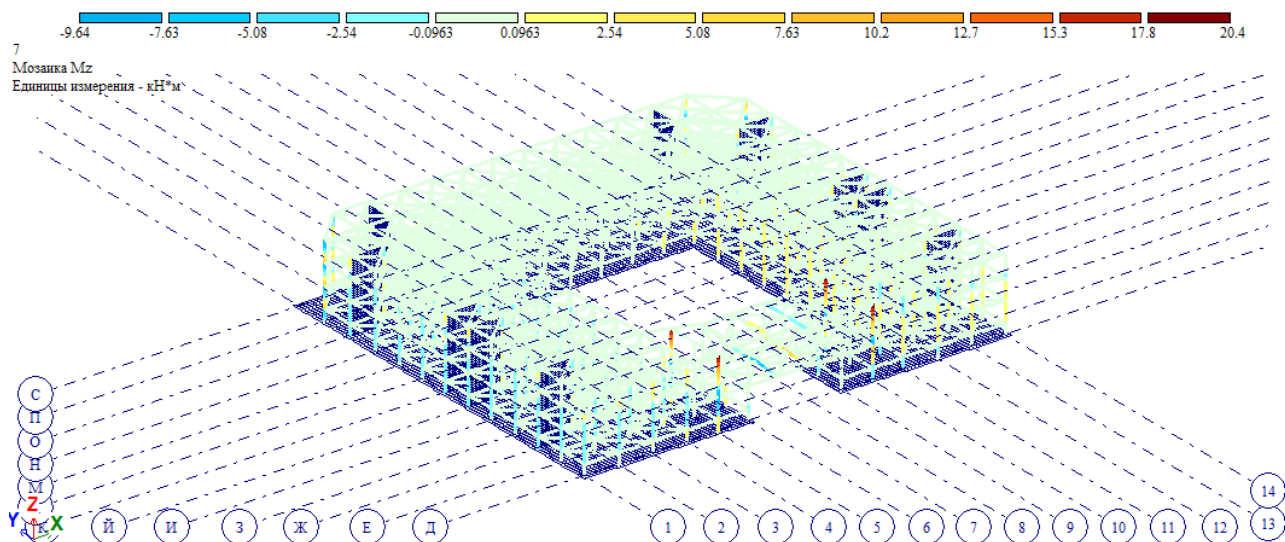


Рисунок 4.1.8. Мозаика усилий M_z (общая схема), кН · м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

112

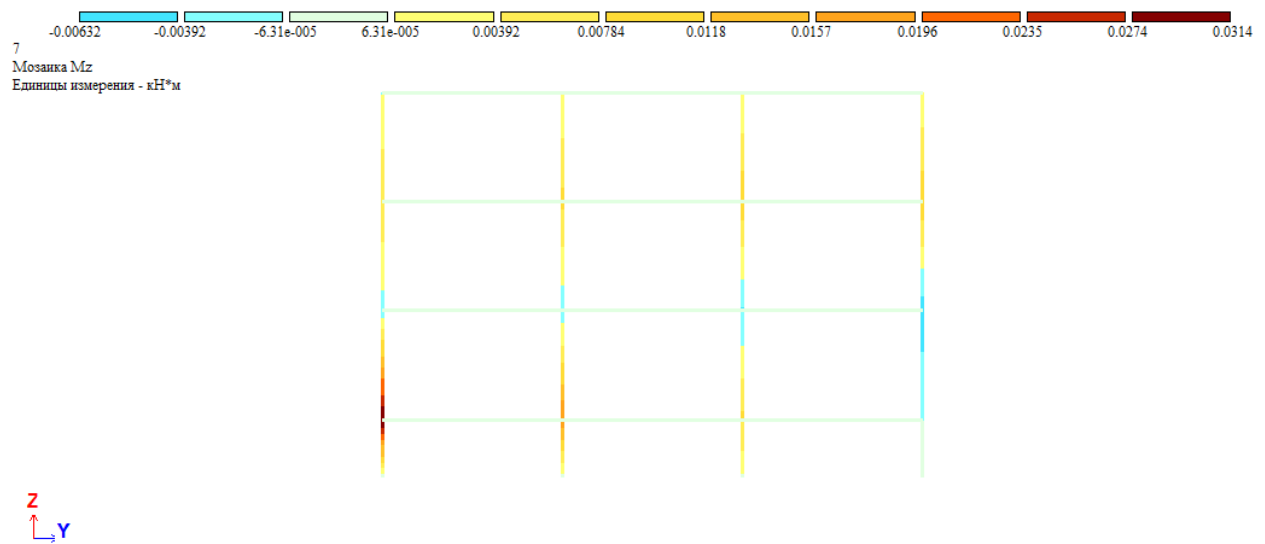


Рисунок 4.1.9. Мозаика усилий M_z (рама по оси 8-8), $\text{kH}\cdot\text{м}$.

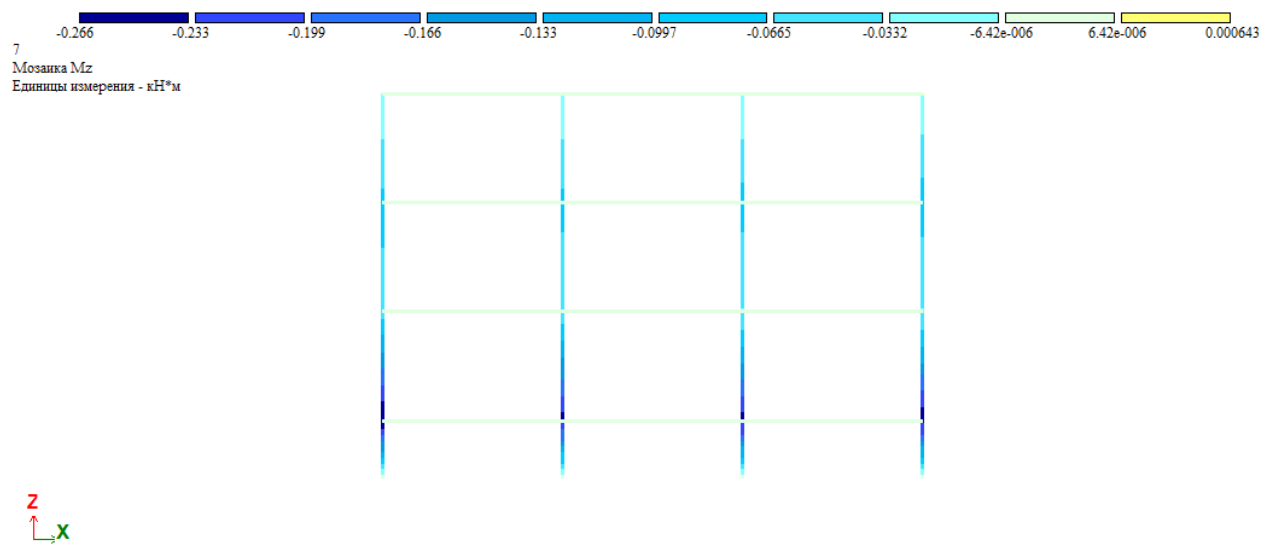


Рисунок 4.1.10. Мозаика усилий M_z (рама по оси М-М), $\text{kH}\cdot\text{м}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

113

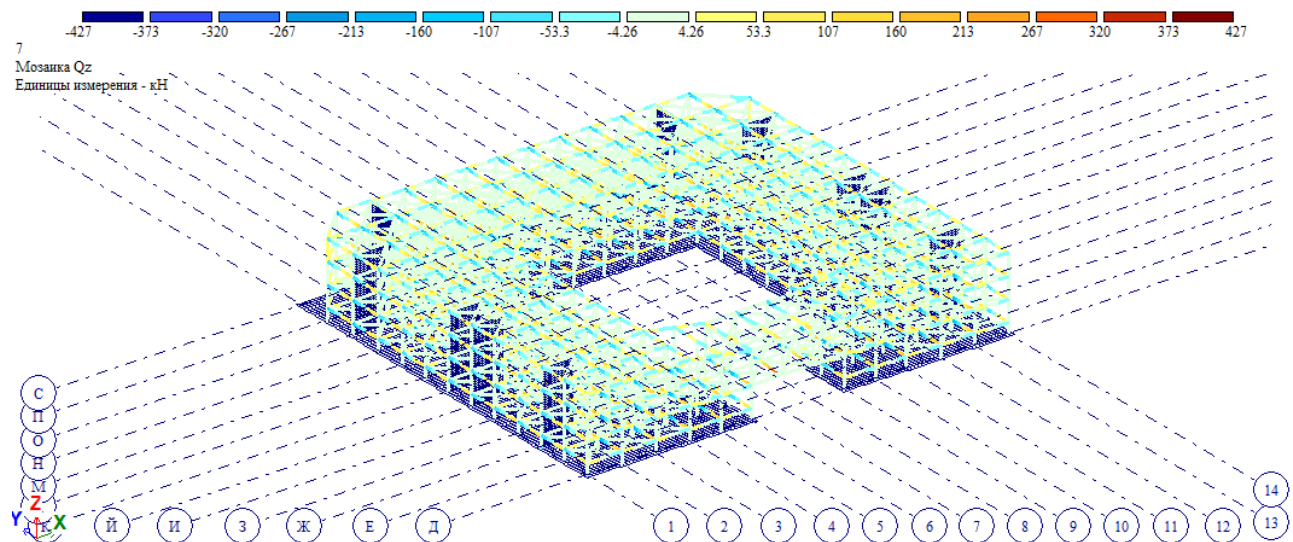


Рисунок 4.1.11. Мозаика усилий Q_z (общая схема), кН.

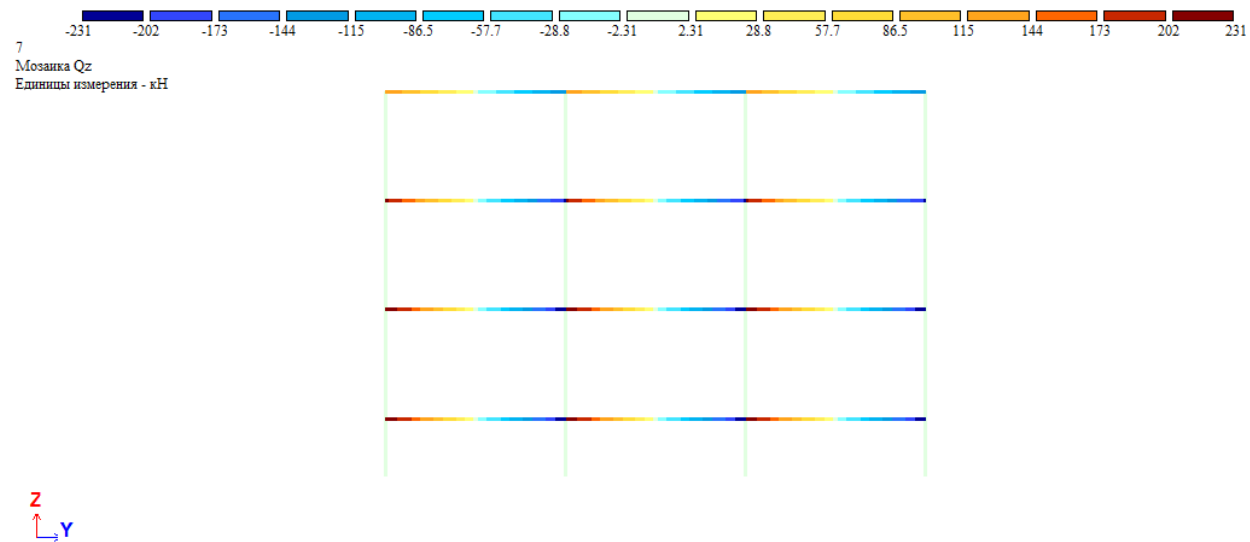


Рисунок 4.1.12. Мозаика усилий Q_z (рама по оси 8-8), кН.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

114

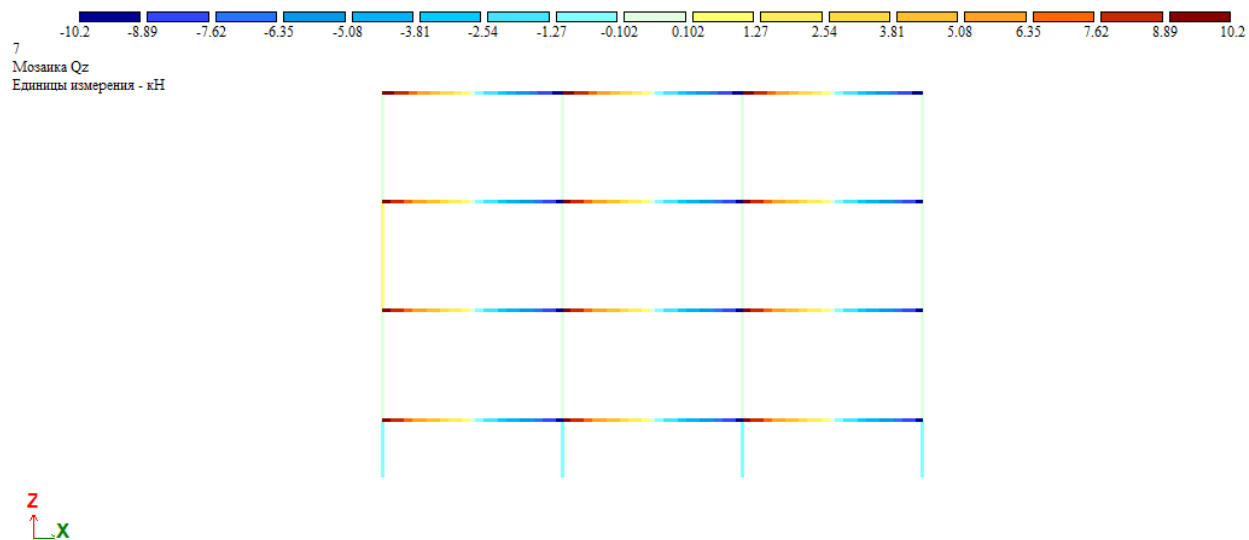


Рисунок 4.1.13. Мозаика усилий Q_z (рама по оси М-М), кН.

4.2. Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (ветер по X)»

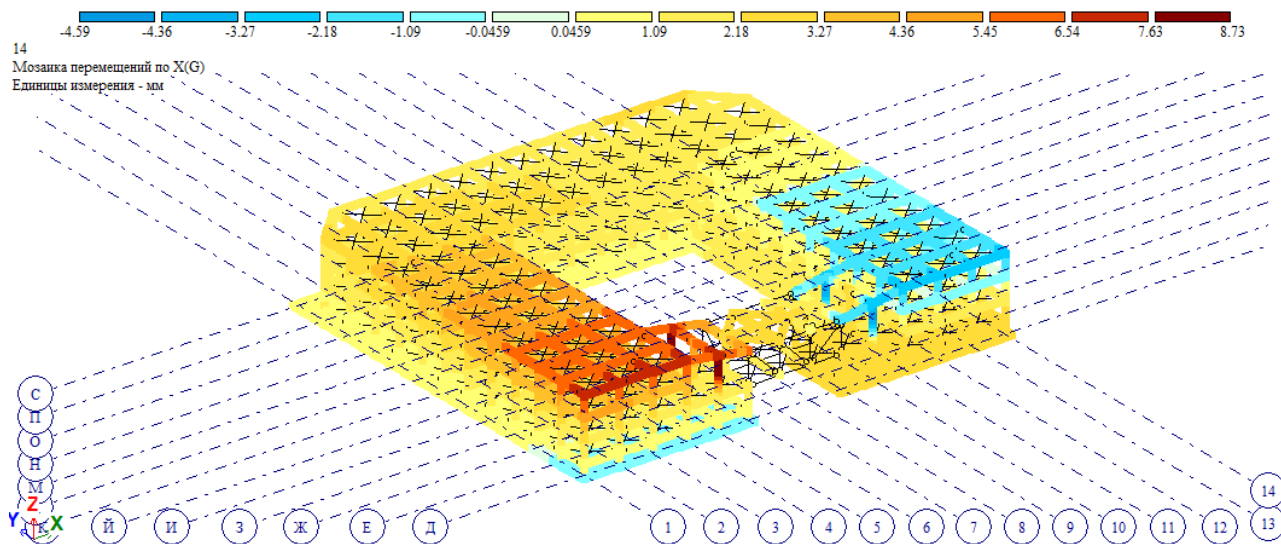


Рисунок 4.2.1. Мозаика перемещений по X, мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

115

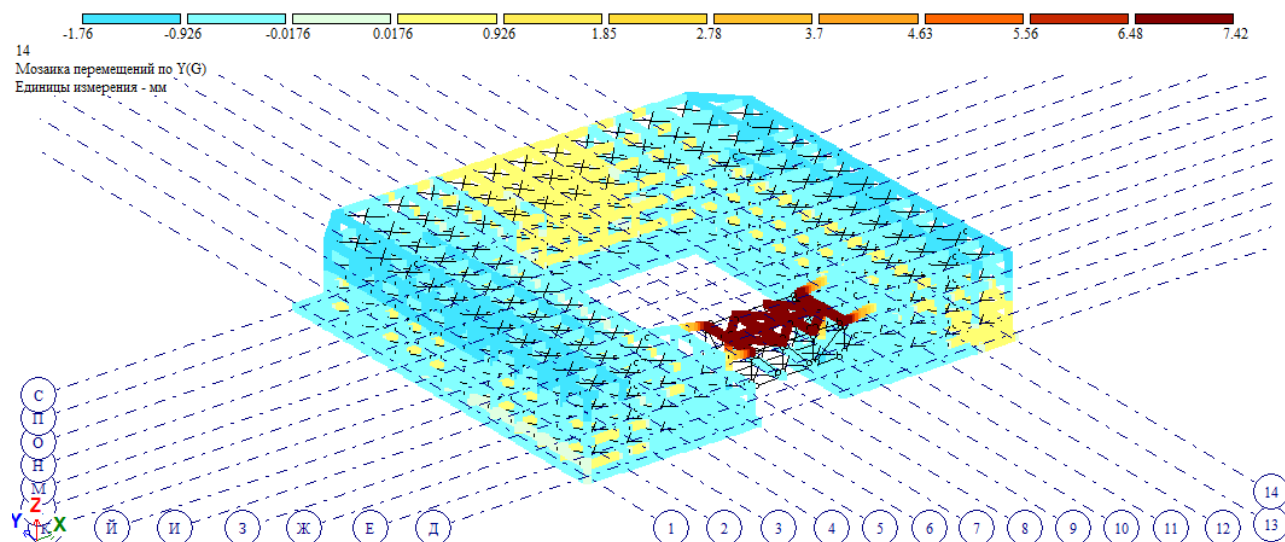


Рисунок 4.2.2. Мозаика перемещений по Y, мм.

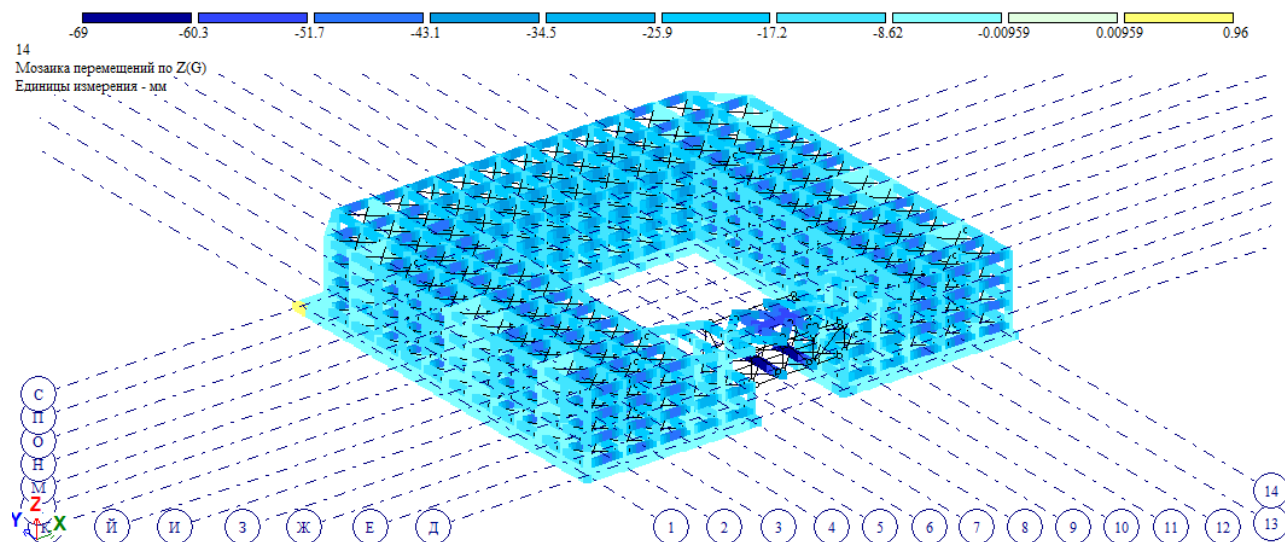


Рисунок 4.2.3. Мозаика перемещений по Z, мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

116

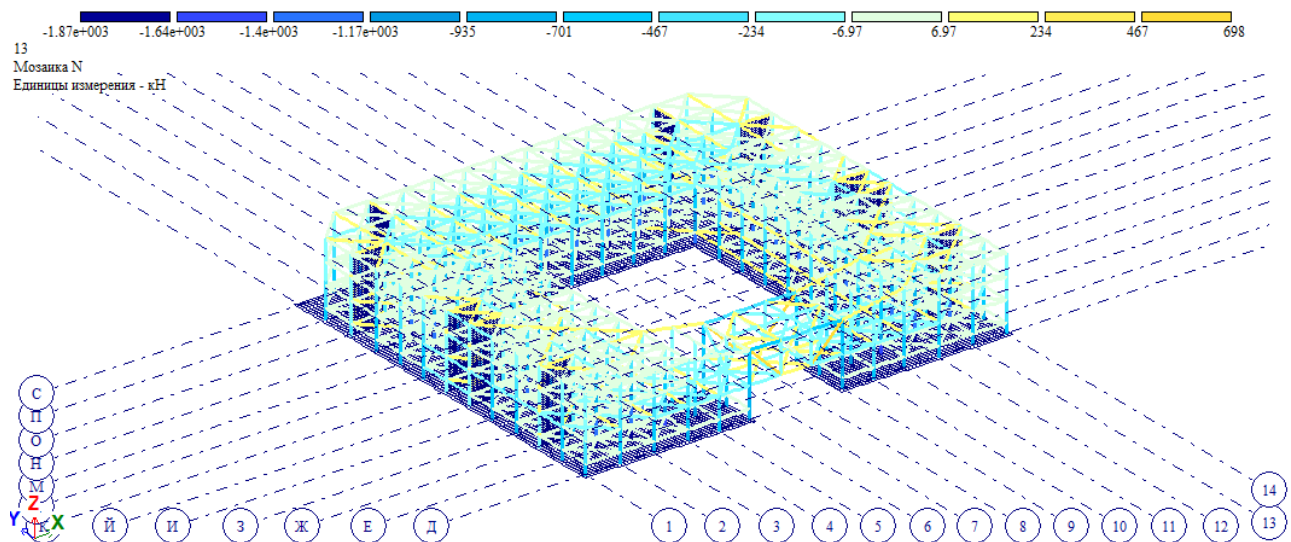


Рисунок 4.2.4. Мозаика усилий N (общая схема), кН.

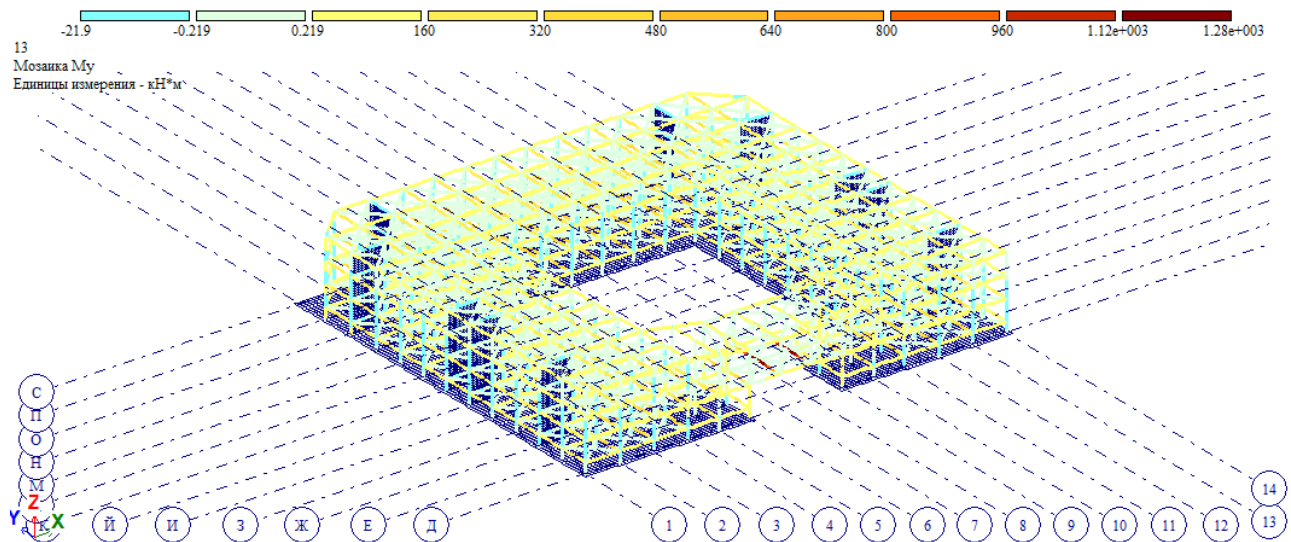


Рисунок 4.2.5. Мозаика усилий M_y (общая схема), кН·м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

117

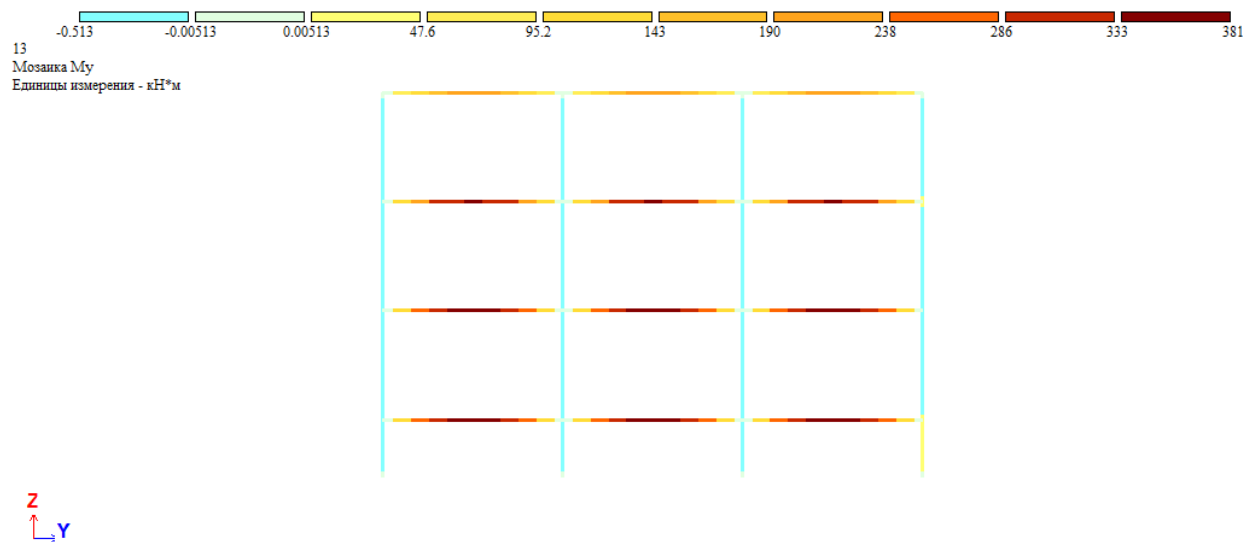


Рисунок 4.2.6. Мозаика усилий M_y (рама по оси 8-8), кН · м.

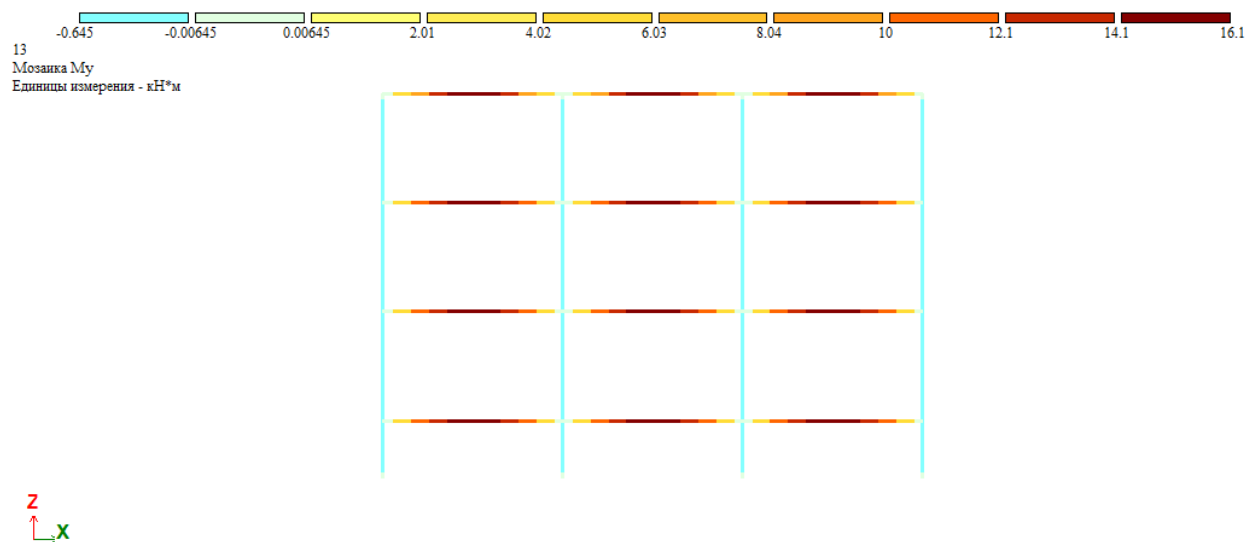


Рисунок 4.2.7. Мозаика усилий M_y (рама по оси М-М), кН · м.

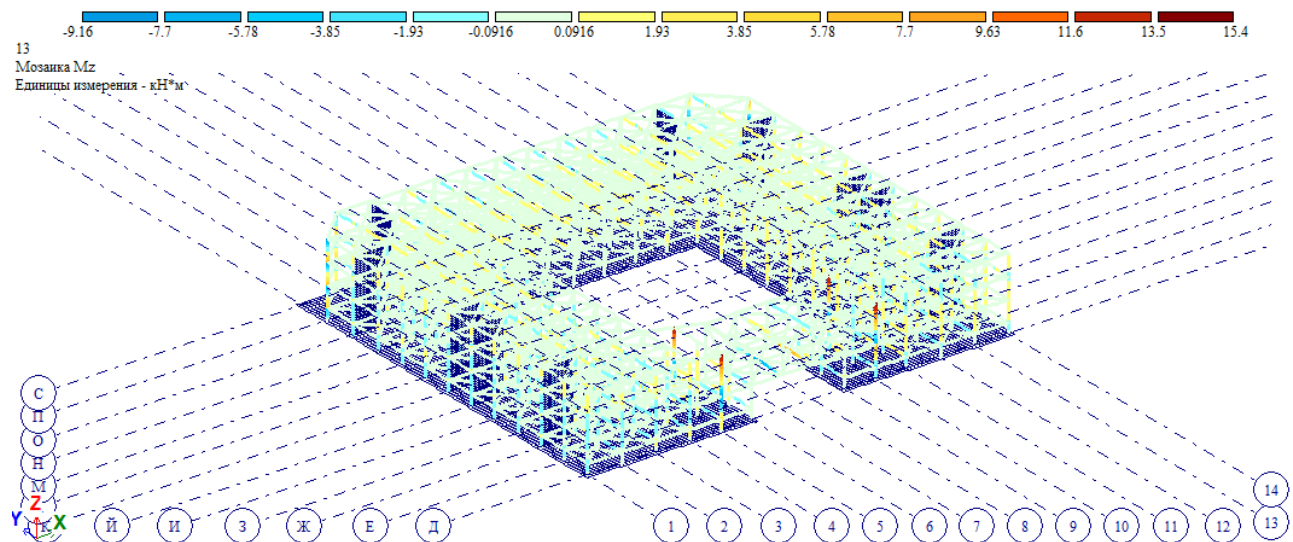


Рисунок 4.2.8. Мозаика усилий M_z (общая схема), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

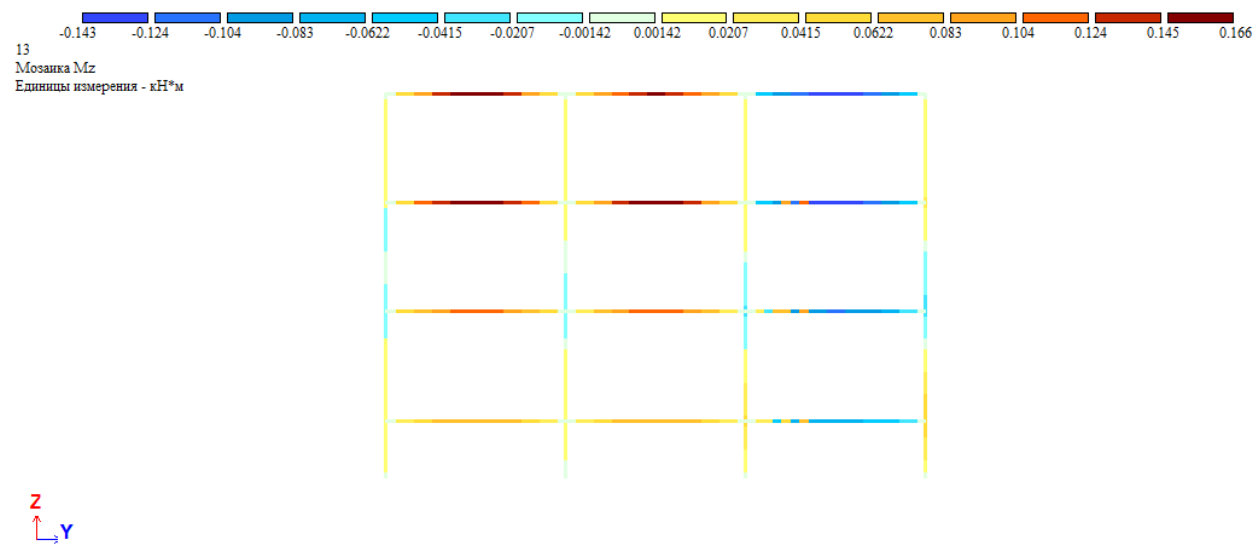


Рисунок 4.2.9. Мозаика усилий M_z (рама по оси 8-8), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

119

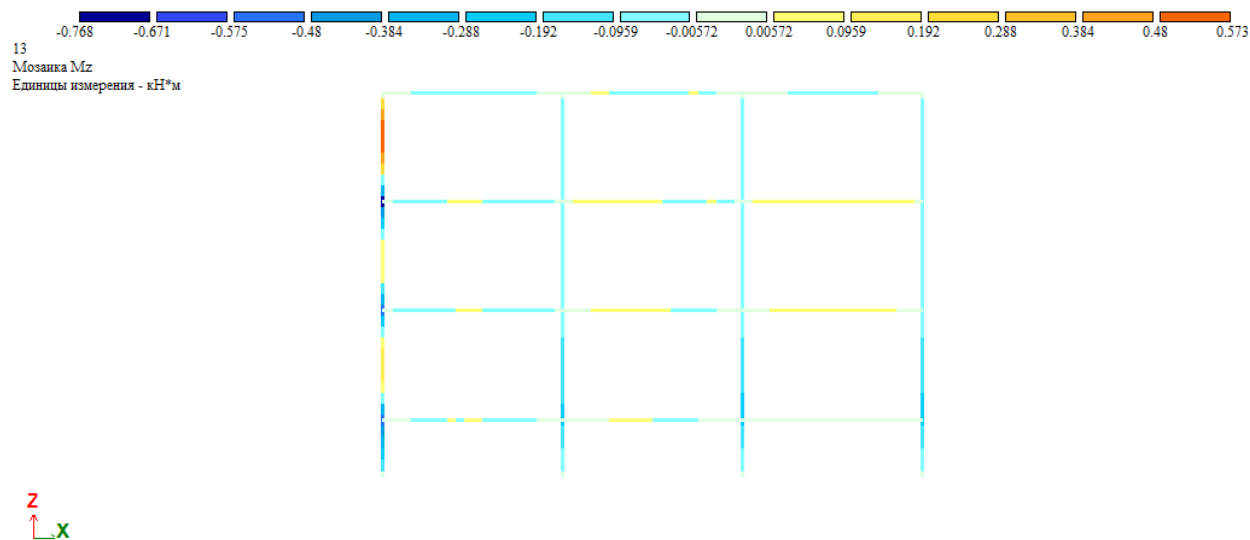


Рисунок 4.2.10. Мозаика усилий M_z (рама по оси М-М), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

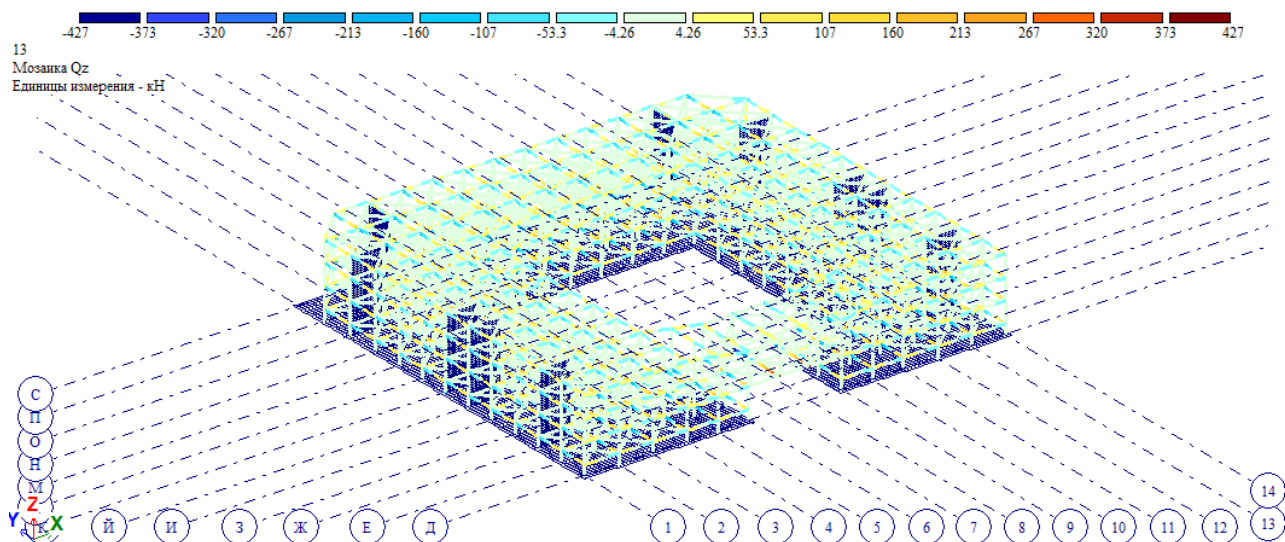


Рисунок 4.2.11. Мозаика усилий Q_z (общая схема), кН .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

120

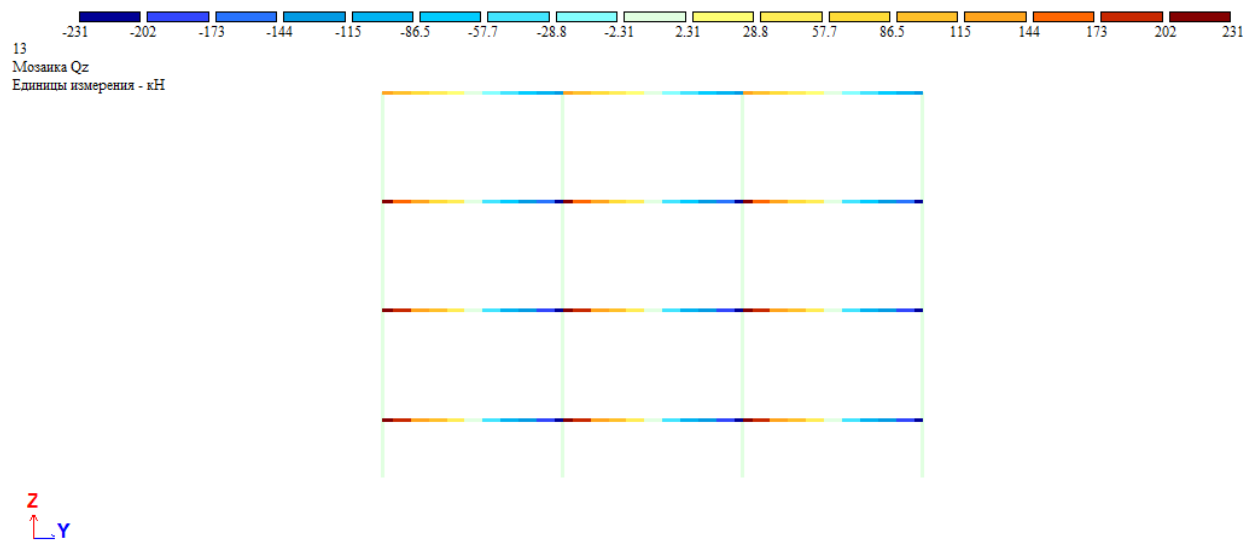


Рисунок 4.2.12. Мозаика усилий Q_z (рама по оси 8-8), кН.

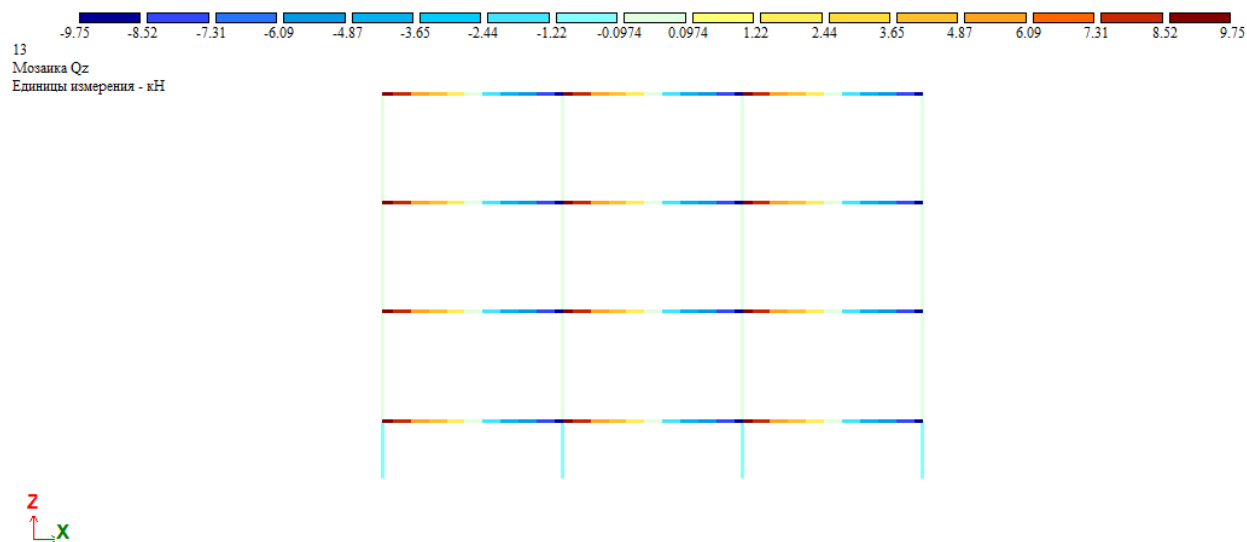


Рисунок 4.2.13. Мозаика усилий Q_z (рама по оси М-М), кН.

4.3. Сочетания нагрузок «Постоянные + временные (ветер по Y)»

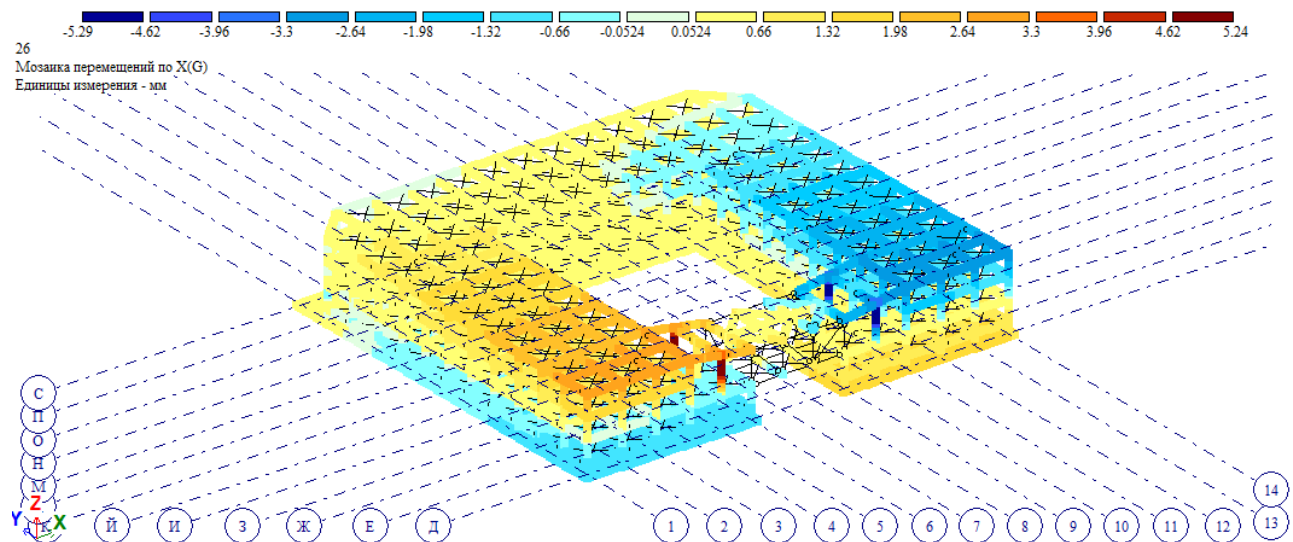


Рисунок 4.3.1. Мозаика перемещений по X, мм.

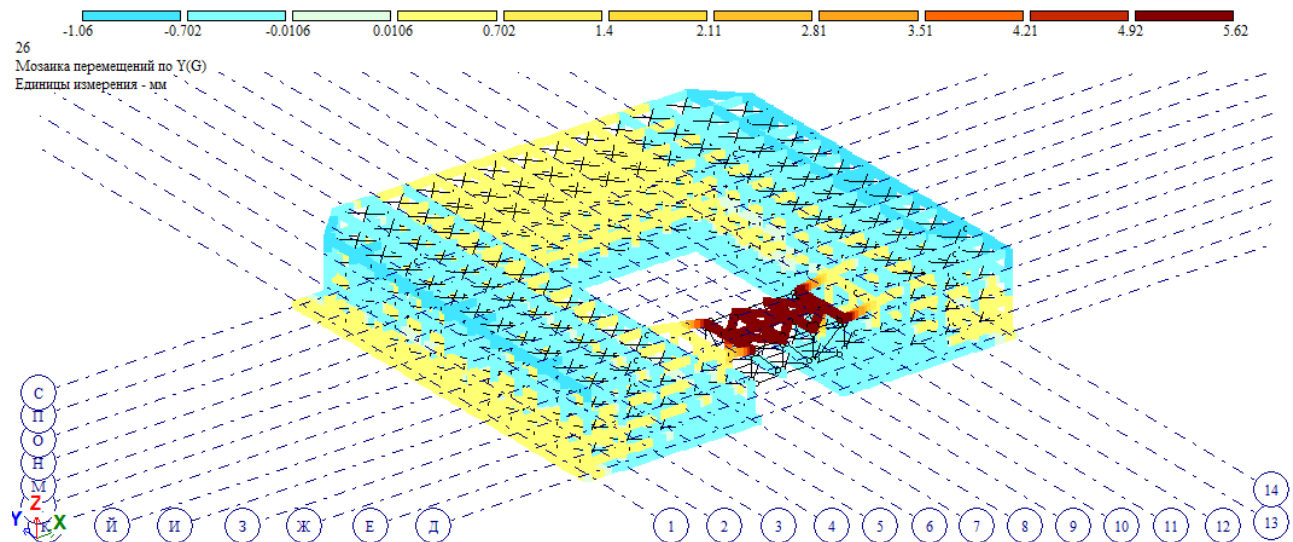


Рисунок 4.3.2. Мозаика перемещений по Y, мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

122

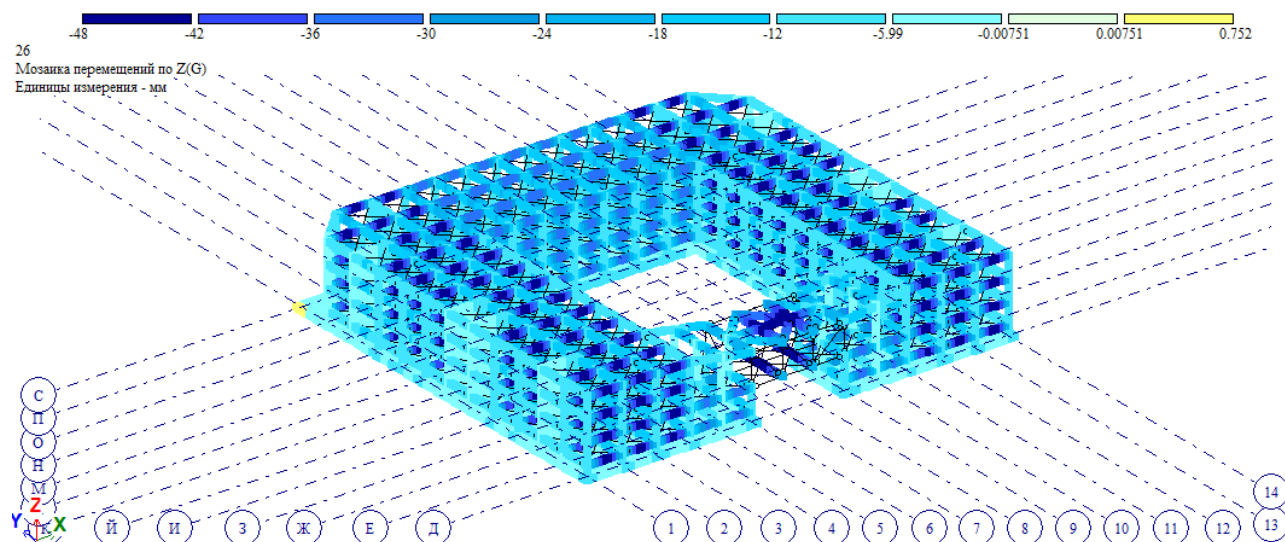


Рисунок 4.3.3. Мозаика перемещений по Z, мм.

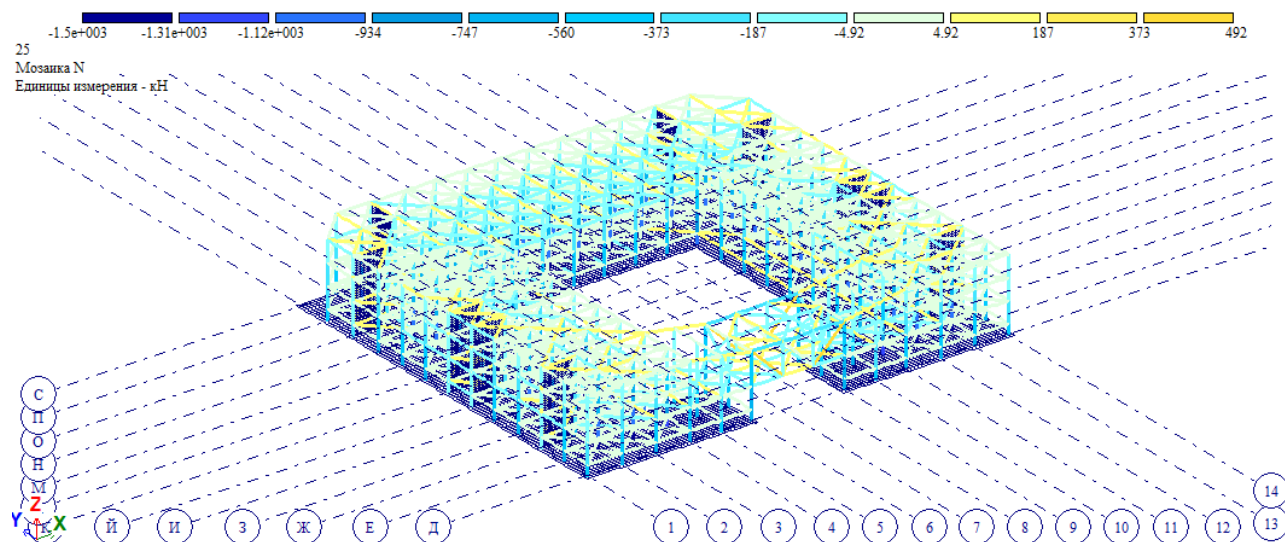


Рисунок 4.3.4. Мозаика усилий N (общая схема), кН · м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

123

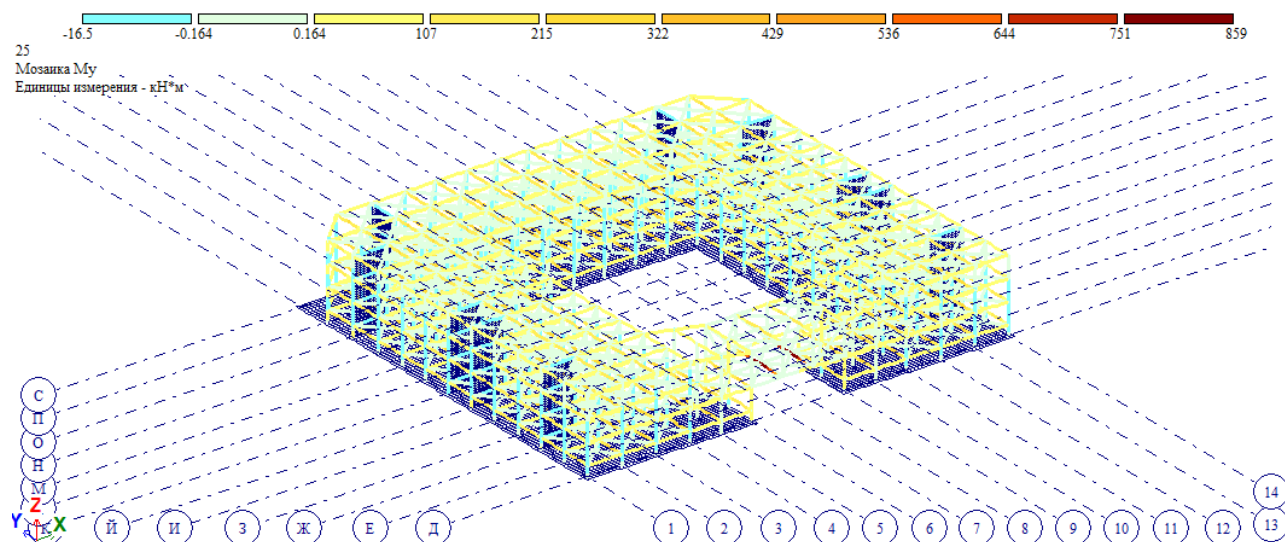


Рисунок 4.3.5. Мозаика усилий M_y (общая схема), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

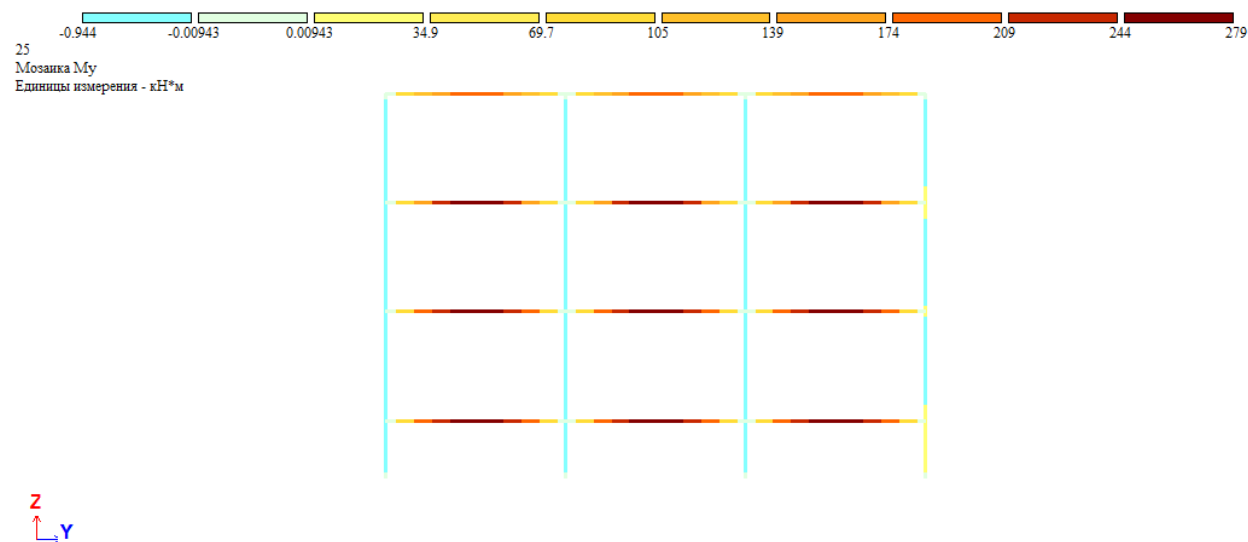


Рисунок 4.3.6. Мозаика усилий M_y (рама по оси 8-8), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

124

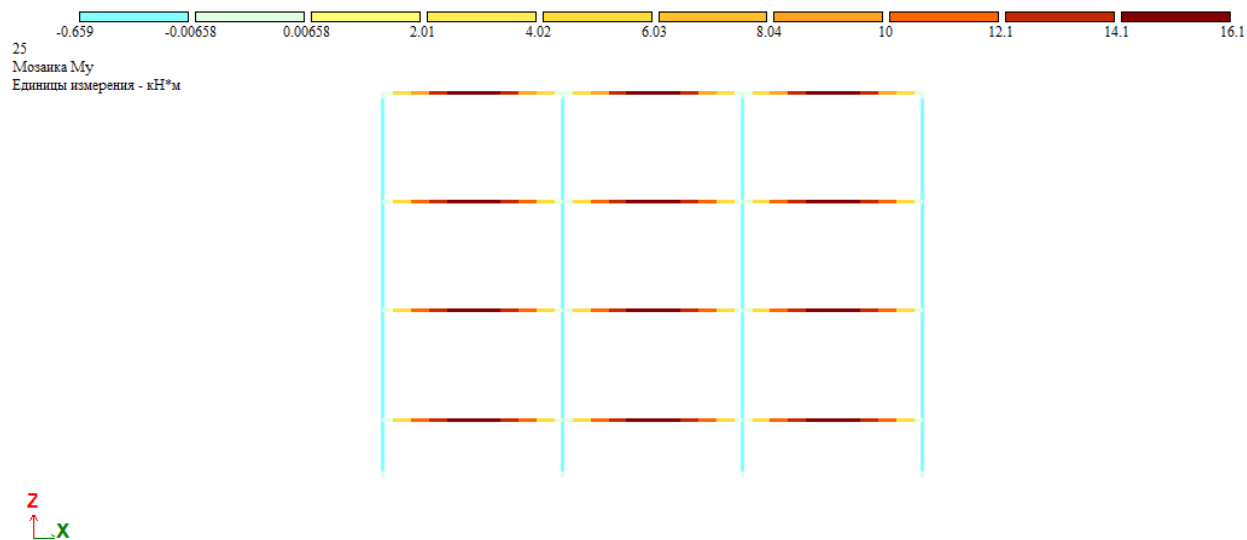


Рисунок 4.3.7. Мозаика усилий M_y (рама по оси М-М), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

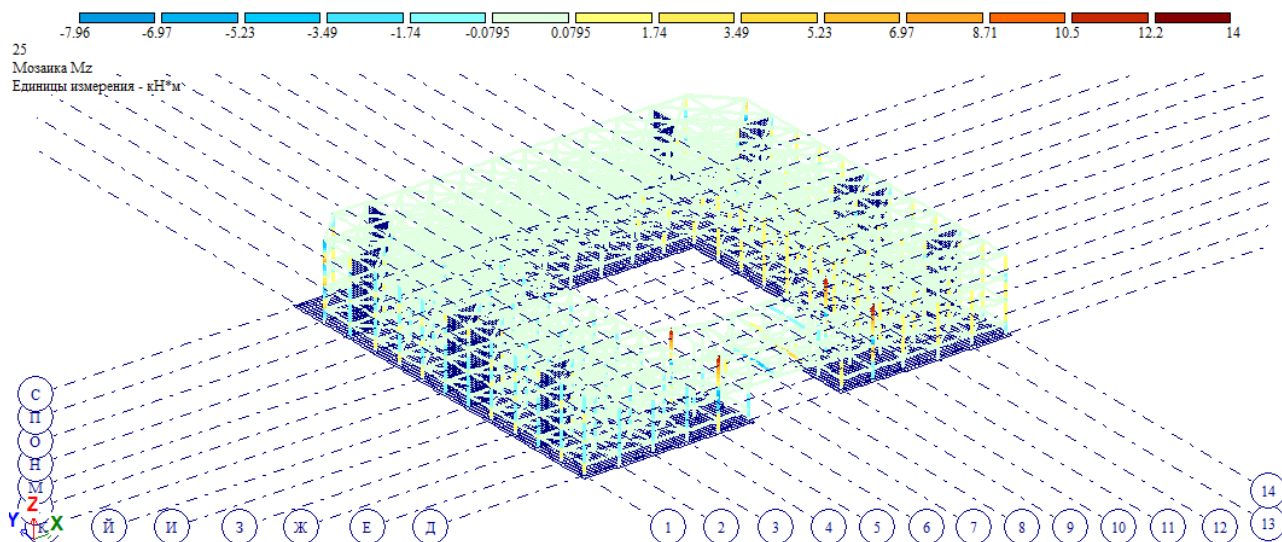


Рисунок 4.3.8. Мозаика усилий M_z (общая схема), $\text{кН}\cdot\text{м}$.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

125

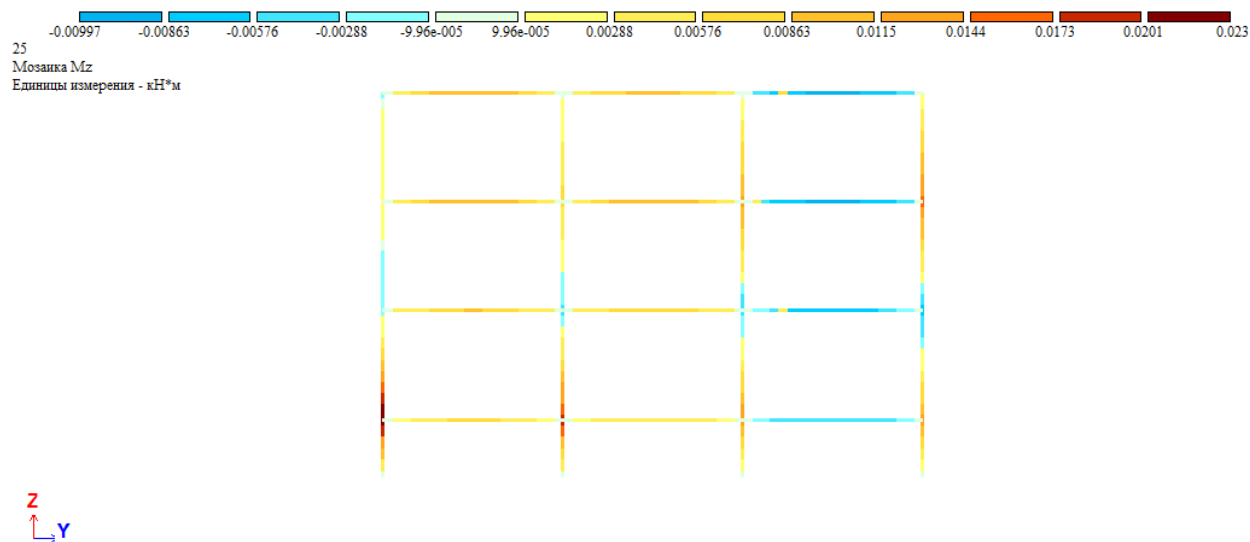


Рисунок 4.3.9. Мозаика усилий M_z (рама по оси 8-8), кН · м.

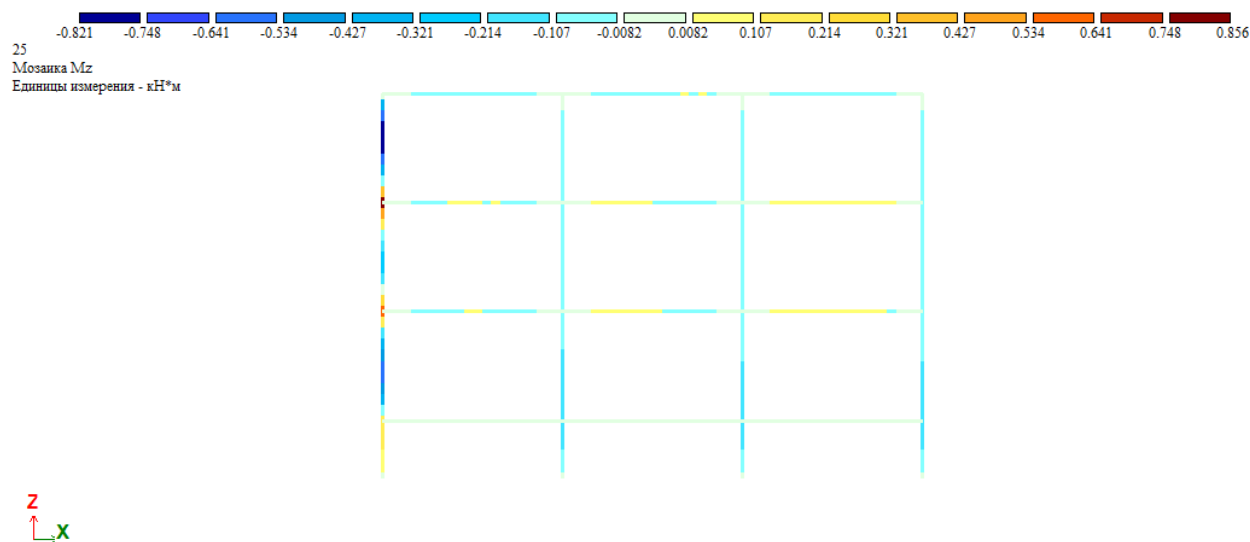


Рисунок 4.3.10. Мозаика усилий M_z (рама по оси М-М), кН · м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

126

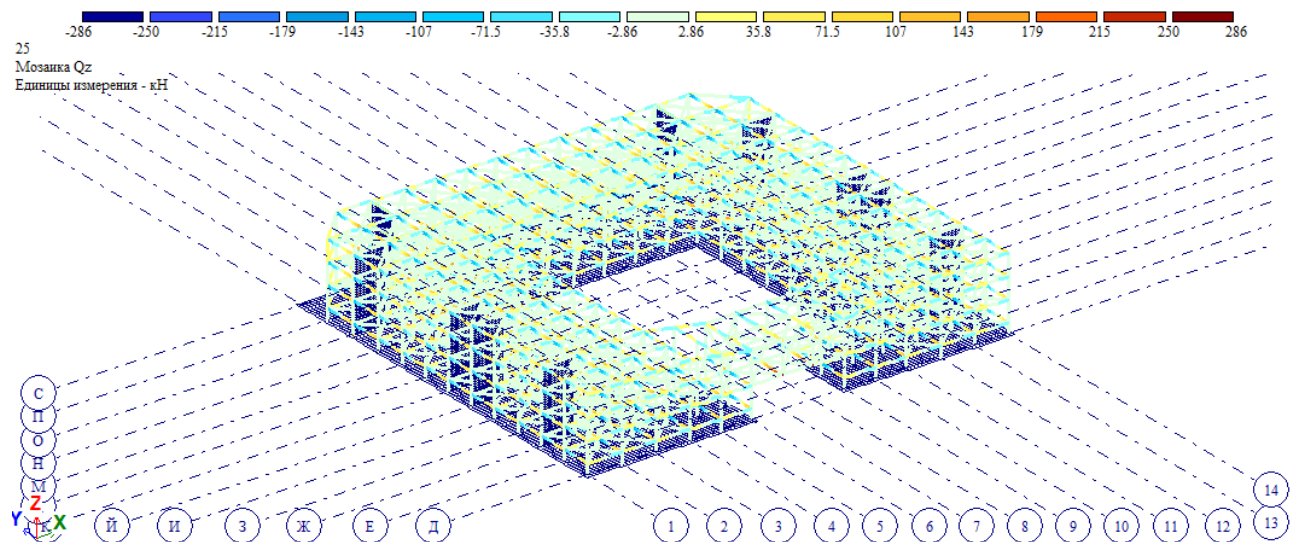


Рисунок 4.3.11. Мозаика усилий Q_z (общая схема), кН.

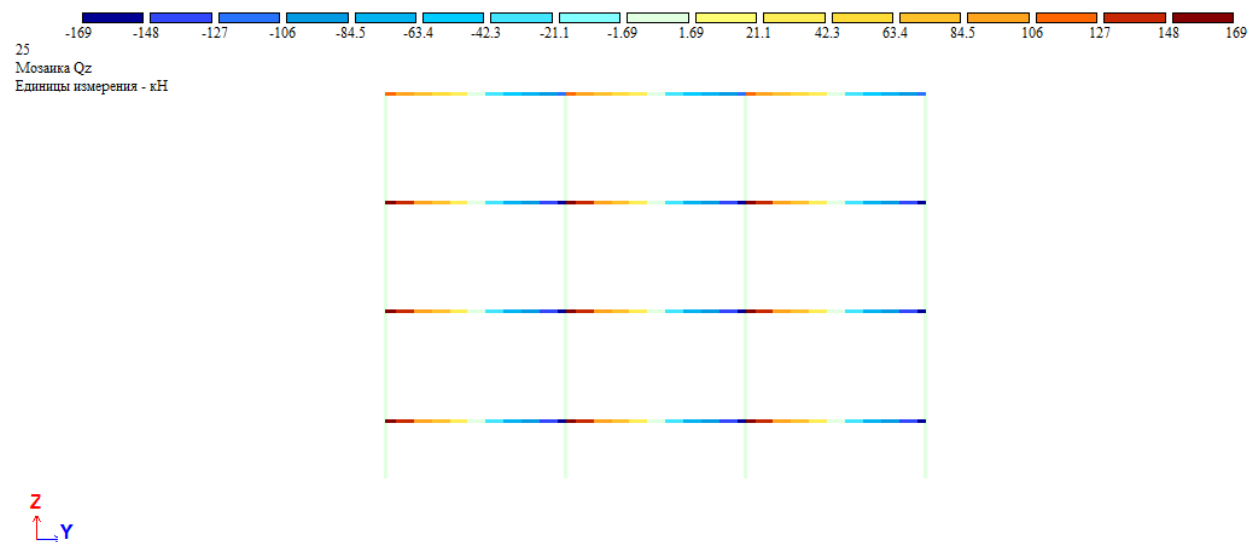


Рисунок 4.3.12. Мозаика усилий Q_z (рама по оси 8-8), кН.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

И_53551014

Лист

127

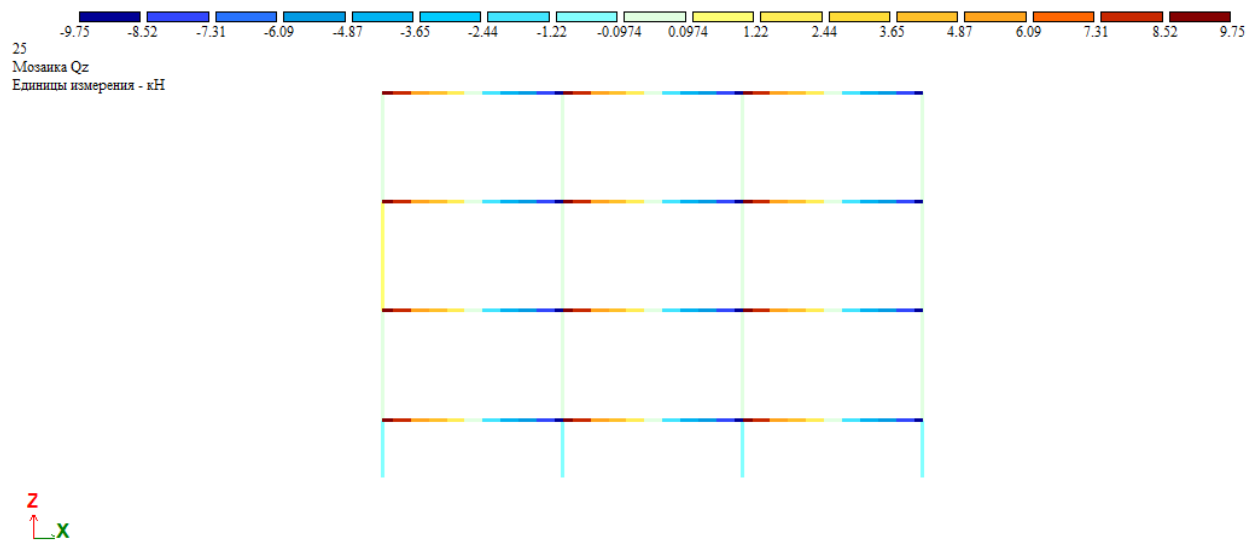


Рисунок 4.3.13. Мозаика усилий Q_z (рама по оси М-М), кН.

Список использованной литературы

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. ГОСТ 19903-2015. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
4. СТО АСЧМ 20-93 Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия.
5. ГОСТ 24045-94. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.
6. ГОСТ 30245-2012. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия.
7. ГОСТ 82-70. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент (с Изменениями N 1-4).
8. ГОСТ 8732-78. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент.
9. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
10. «Рекомендации по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане для реконструируемых сооружений и зданий» - Москва, 1989, с.92.

					И_53551014	Лист
						129
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		