



**Общеобразовательная школа на 550 мест  
в г. Москва**

***РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА***

**«Конструктивные и объемно-  
планировочные решения»**

**Команда К\_И\_82084121**

# Содержание

1.	Общие данные .....	2
1.1.	Исходные данные для проектирования .....	2
1.2.	Нормативные документы и ссылки.....	3
1.3.	Компьютерные программы .....	3
2.	Описание участка строительства .....	3
2.1.	Расположение участка строительства и климатические условия.....	3
3.	Объемно-планировочные решения .....	4
4.	Конструктивная схема .....	4
4.1.	Конструктивная система здания .....	4
4.2.	Описание конструкций здания .....	4
5.	Расчетная схема.....	8
5.1.	Тип схемы .....	8
5.2.	Расчетная модель .....	8
5.3.	Параметры конструирования .....	10
6.	Нагрузки и воздействия .....	12
6.1.	Постоянные нагрузки.....	12
6.2.	Унифицированные нагрузки на здание .....	15
6.3.	Снеговая нагрузка .....	16
6.4.	Ветровая нагрузка .....	17
6.5.	Схемы приложения нагрузок .....	19
6.6.	Расчетные сочетания нагрузок .....	26
7.	Расчет сталежелезобетонного перекрытия.....	26
7.1.	Расчет на устойчивость стенок гофров настила .....	28
7.2.	Расчет прочности плиты по нормальным сечениям.....	30
7.3.	Расчет прочности плиты по наклонным сечениям .....	32
7.4.	Расчет прогиба плиты .....	33
8.	Результаты расчетов .....	34
8.1.	Результаты подбора сечений.....	34
8.2.	Расчетная комбинация Постоянные + временные (без ветра).....	38
8.3.	Расчетная комбинация Постоянные + временные (с ветром X + пульсация).....	46
8.4.	Расчетная комбинация Постоянные + временные (с ветром Y + пульсация).....	54
8.5.	Вывод.....	62
9.	Надежность .....	63
10.	Огнестойкость и устойчивость здания при пожаре .....	64

[illegible]

# 1. Общие данные

## 1.1. Исходные данные для проектирования

Проект раздела «Конструктивные и объемно-планировочные решения» выполнен командой К\_И\_82084121 на основании исходных данных конструкторского кейса выданное организаторами конкурса Steel2Real 2018 организацией «Ассоциация развития стального строительства»

Конструктивные решения 4-х этажного здания МБОУ СОШ на 550 мест (далее – школа) разработаны в соответствии с рекомендуемыми объемно-планировочными и архитектурными решениями на основании исходных данных на проектирование:

- Район строительства – г.Москва
- Минимальная высота помещений - по СП.251.1325800.
- Назначение здания – Общеобразовательная школа
- Количество обучающихся – не менее 500
- Уровень ответственности здания – Нормальный (по ГОСТ 27751-2014)
- Нагрузки – по СП20.13330.2016
- Тип местности для определения ветровой нагрузки – В
- Функциональное назначение кровли – Неэксплуатируемая
- Каркас здания – Стальные конструкции
- Конструкции перекрытий с каркасом из стальной балочной клетки – сборные или монолитные ж– б. перекрытия
- Для нижних колонн здания принять неподвижную опору (жесткую или шарнирную)

Уровень ответственности здания - II (нормальный) по федеральному закону №384-ФЗ от 30.12.2009 (статья 4, п.7), класс сооружения - КС-2 по ГОСТ 27751-2014.

В соответствии с требованиями Федерального закона РФ №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях безопасности» в части обеспечения безопасности объекта принято:

- Степень огнестойкости здания – I по Федеральному закону от 22 июля 2009г №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» и табл. 6.13 СП 2.13130.2012.
- Класс конструктивной пожарной опасности - С0 по «Техническому регламенту о требованиях пожарной безопасности».
- Класс по функциональной безопасности – Ф4.1.
- Класс пожарной опасности строительных конструкций – К0.

						К_И_82084121	Лист
							2
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## 1.2. Нормативные документы и ссылки

Конструктивная часть проекта выполнена в соответствии со следующими нормативными документами:

- Федеральный закон Российской Федерации № 384-ФЗ от 30 декабря 2009г. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;
- Федеральный закон №123-ФЗ от 22 июля 2008г. «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»;
- Постановление Правительства РФ № 87 от 16.02.2008 «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию»;
- СП 251.1325800.2016 «Здания общеобразовательных организаций. Правила проектирования»;
- СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*»;
- СП 16.13330.2016 «Стальные конструкции» Актуализированная редакция СНиП II-23-81;
- ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»;
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»;
- СП 2.13130.2012 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты»;
- СП 4.13130.2013 «Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям»;
- СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования»;
- Пособие «Огнестойкость стальных несущих конструкций» (АРСС).
- Технический каталог трехслойные сэндвич-панели МЕТАЛЛ ПРОФИЛЬ, 2014.

## 1.3. Компьютерные программы

При моделировании здания были использованы следующие компьютерные программы:

- ПК «ЛИРА-САПР 2013»;
- Trimble Tekla 2017;
- SCAD Office 21;
- AutoCAD 2015;

## 2. Описание участка строительства

### 2.1. Расположение участка строительства и климатические условия

- Город Москва
- Климатический район – 2Г по СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».
- Ветровой район – I по карте 3 и табл.11.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»;
- Снеговой район – III по карте 1 и табл.10.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»;

						К_И_82084121	Лист
							3
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

### 3. Объемно-планировочные решения

Школа представляет собой сложное в плане 4-х этажное здание в виде объема, составленного из прямоугольных форм размерами в осях 75,60 х 78,70м, высотой 18,0м. Высота первого этажа – 4,2м, высота типовых этажей – 3,9 м. Под зданием предусмотрен технический подвал для прокладки коммуникаций и инженерных сетей.

За относительную отметку 0,000 принята отметка верха плиты перекрытия над техническим подпольем. Относительная отметка верха строительных конструкций и верха лестничных клеток, выходящих на кровлю +15,900.

### 4. Конструктивная схема

#### 4.1. Конструктивная система здания

Каркас здания представляет собой рамно-связевую систему, состоящей из колонн, ригелей, сборных перекрытий и связей. Сопряжение ригелей и колонн – шарнирное и жесткое.

Общая устойчивость, пространственная неизменяемость и восприятие горизонтальных нагрузок обеспечиваются системой стальных рам и системой связей, объединенных горизонтальными дисками перекрытий.

#### 4.2. Описание конструкций здания

**Фундамент** - т.к. в условиях конкурса отсутствует задание на проектирование конструкций нулевого цикла, поэтому условно принимаем: монолитная плита толщиной 400мм. Бетон: класс - В25, марка по морозостойкости F100, марка по водонепроницаемости W8, арматура класса А400, А240

**Колонны каркаса** – колонные двутавры по СТО АСЧМ 20-93 из стали С245.

**Ригели каркаса** – широкополочные и балочные двутавры по СТО АСЧМ 20-93 из стали С245.

**Система связей** – профили стальные гнутые замкнутые квадратные для строительных конструкций по ГОСТ 30245-2003 из стали С245

**Прогоны** – швеллеры с параллельными гранями полок П по ГОСТ 8240-97 из стали С245.

**Плиты перекрытий** – сборные железобетонные многпустотные плиты толщиной 220мм по ГОСТ 9561-2016. В осях 16-19/Н-С сталежелезобетонное перекрытие из бетона класса В25 по профилированному настилу Н75-750-0.9 общей толщиной 180 мм без совместной работы с балкой.

**Покрытие** - трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРОФИЛЬ МП ТСП-Z-200-1000.

**Наружные стены** - трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРОФИЛЬ МП ТСП-Z-200-1000.

						К_И_82084121	Лист
							4
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

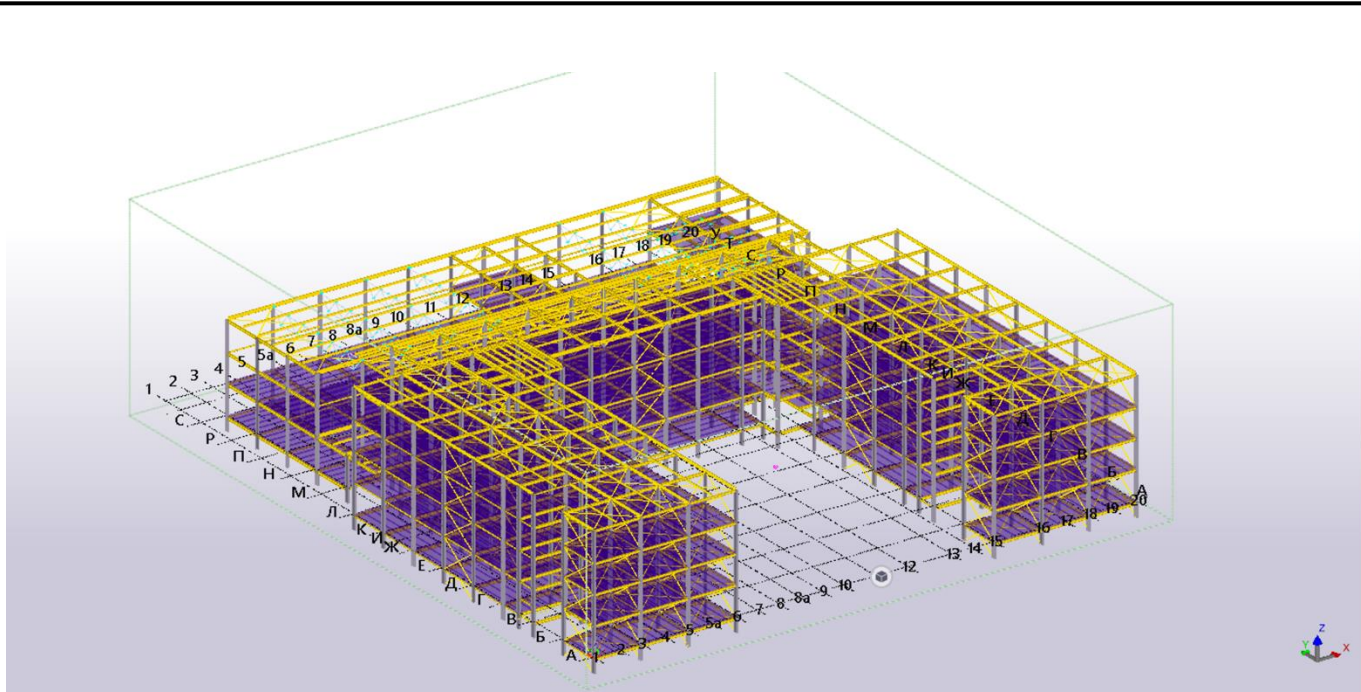


Рисунок 4.2.1 Конструктивная модель здания

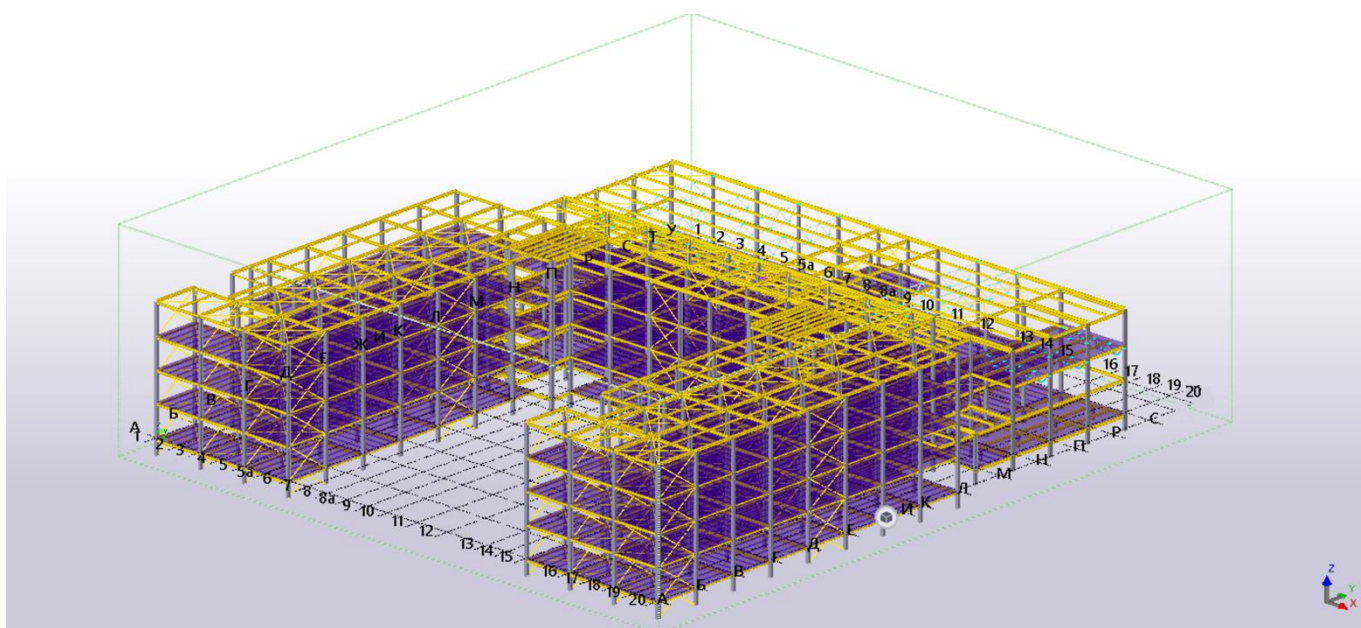


Рисунок 4.2.2 Конструктивная модель здания

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

5

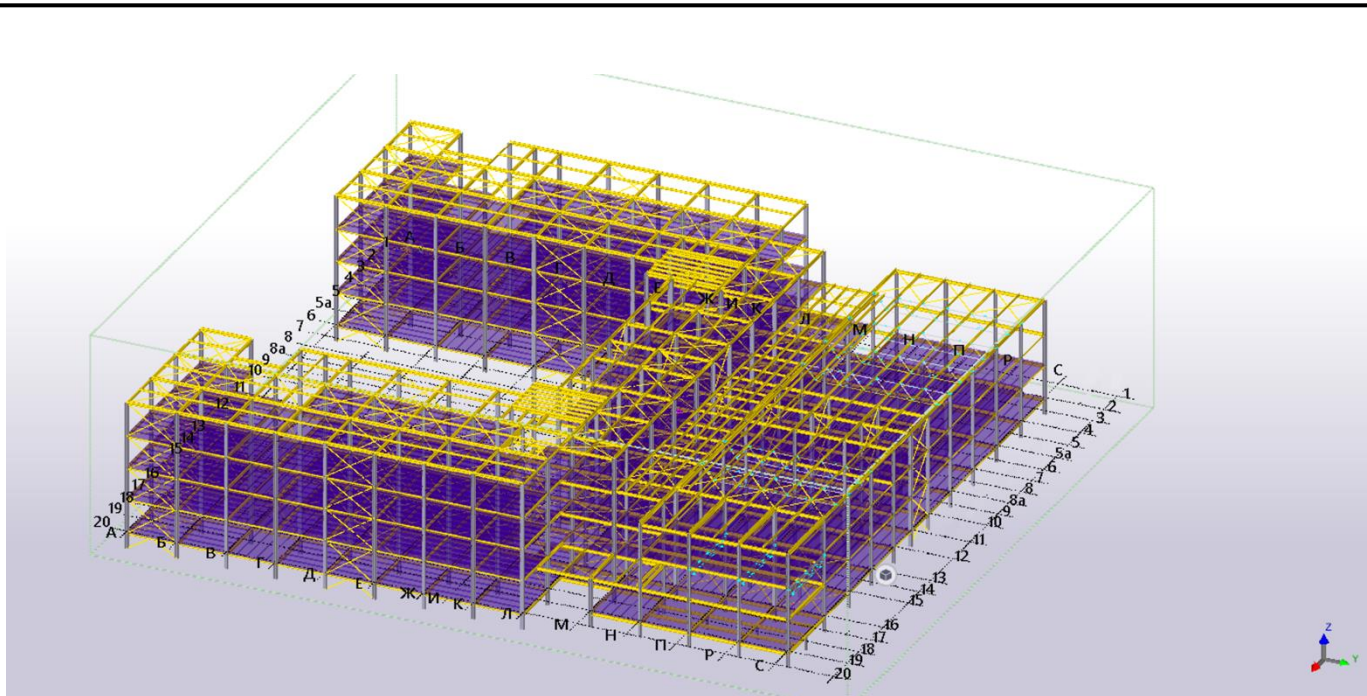


Рисунок 4.2.3 Конструктивная модель здания

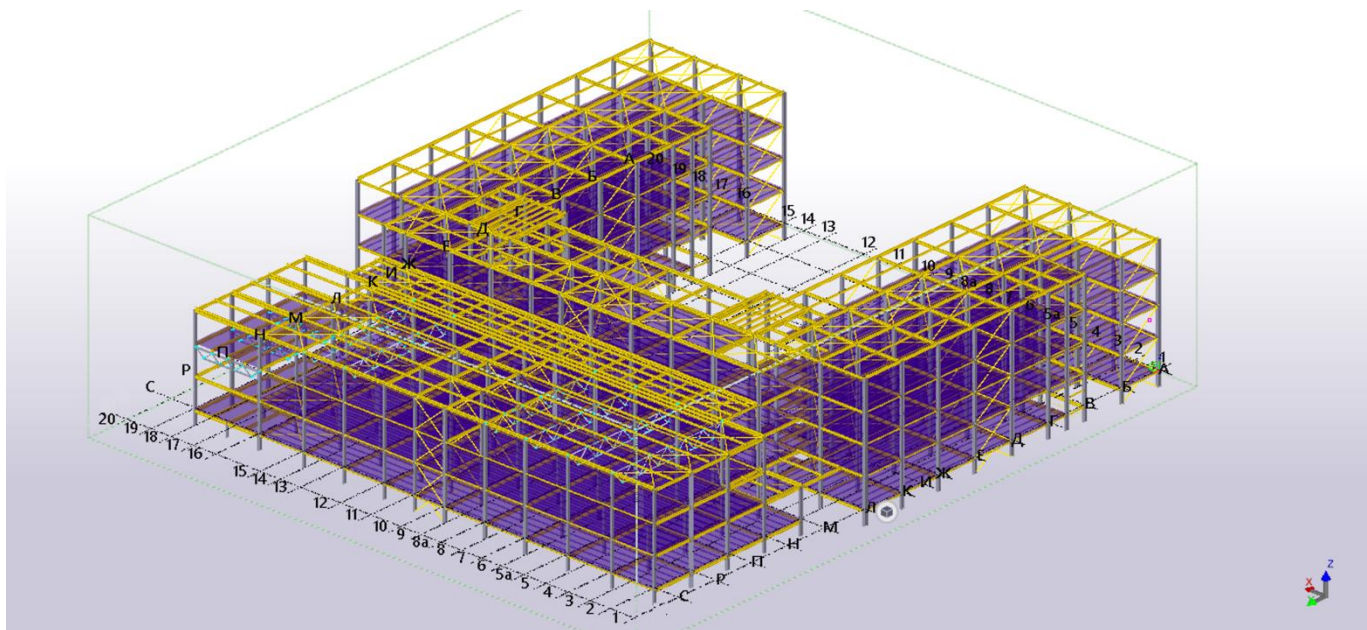


Рисунок 4.2.4 Конструктивная модель здания

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

6

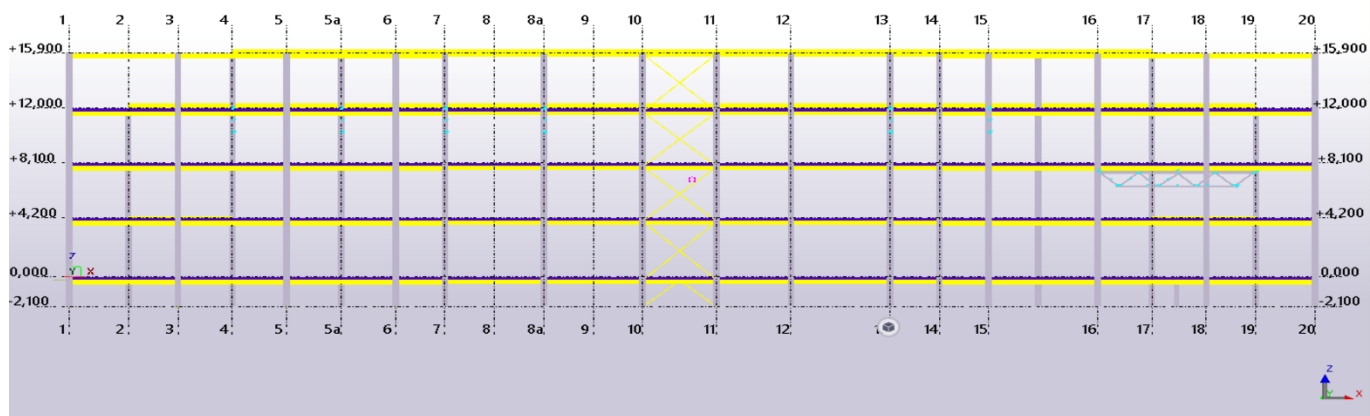


Рисунок 4.2.5 Конструктивная модель здания

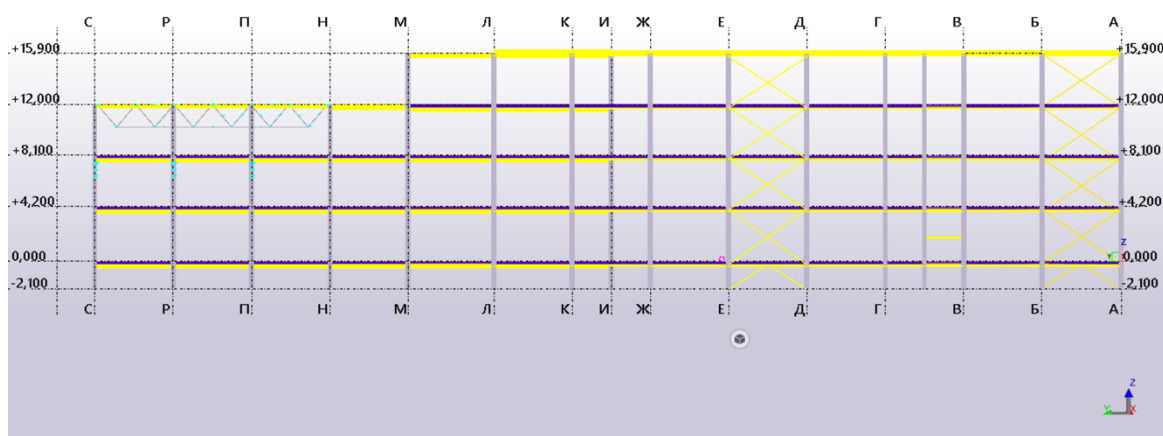


Рисунок 4.2.6 Конструктивная модель здания

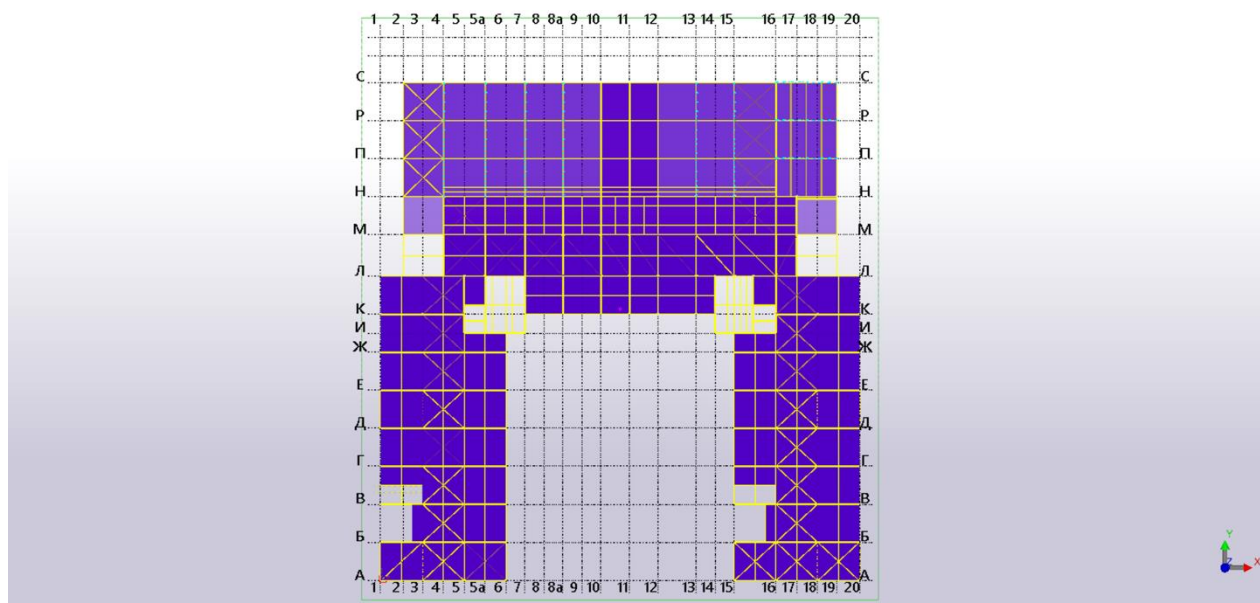


Рисунок 4.2.7 Конструктивная модель здания

## 5. Расчетная схема

### 5.1. Тип схемы

Расчетная схема здания моделировалась как пространственная система стержневого вида. Стальные колонны и балки моделировались пространственными стержнями (тип элемента 10).

### 5.2. Расчетная модель

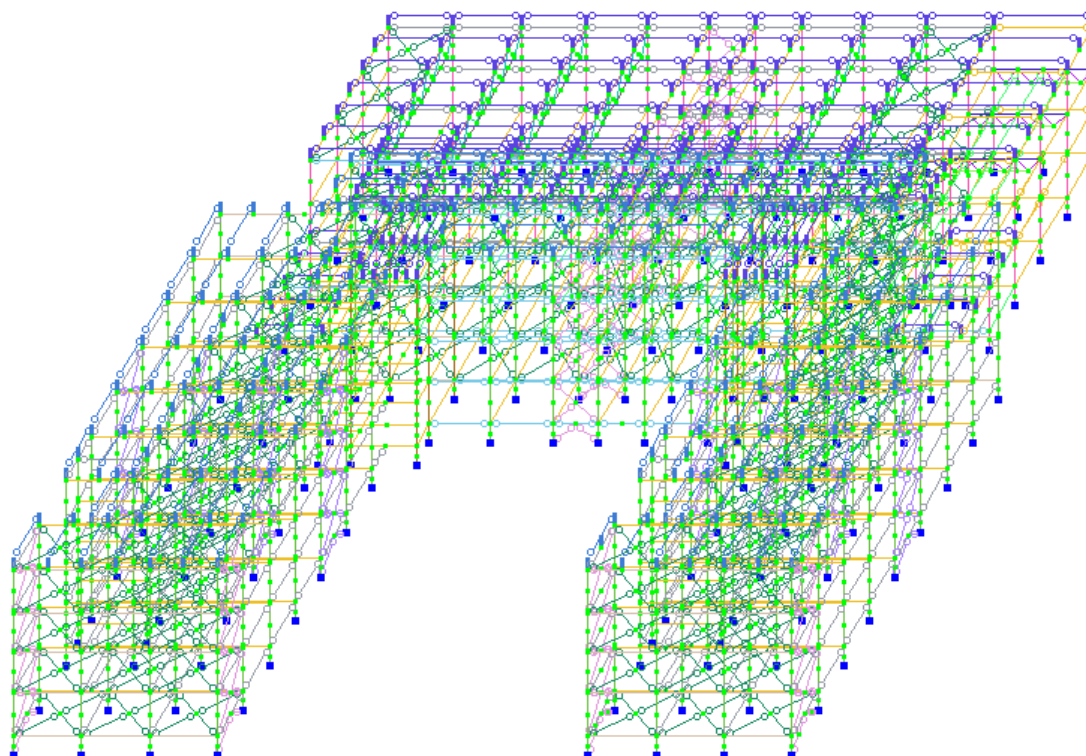


Рисунок 5.2.1 Расчетная модель здания

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

8

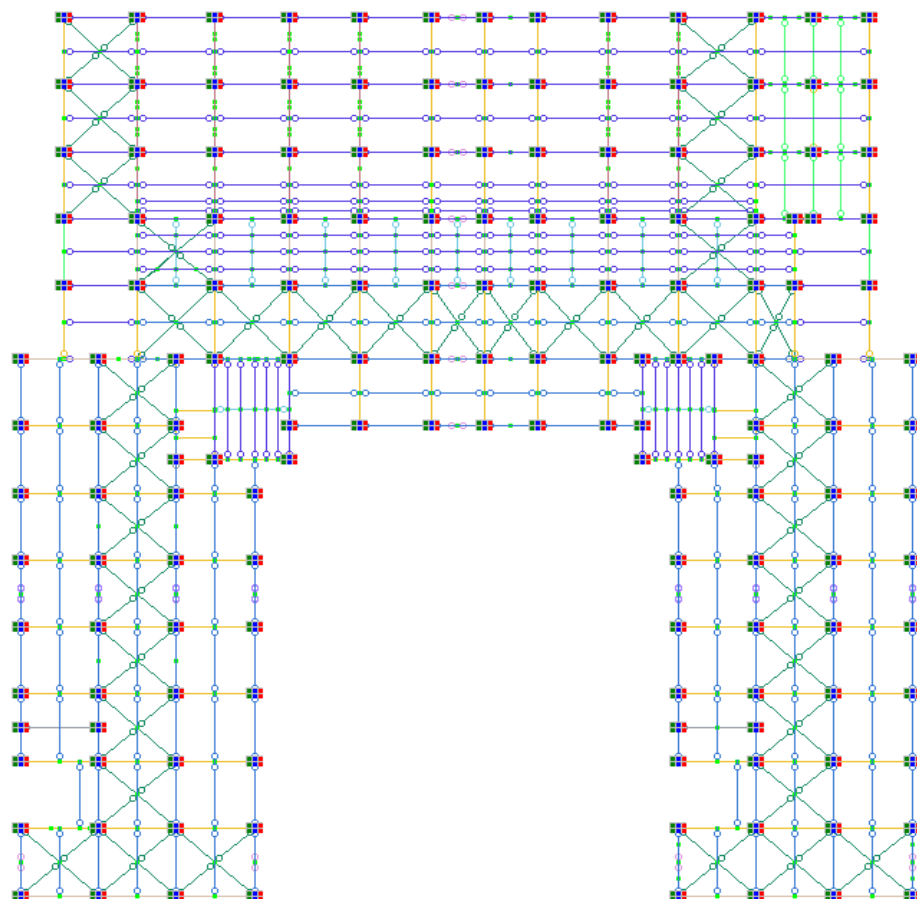


Рисунок 5.2.2 Расчетная модель здания проекция XOY

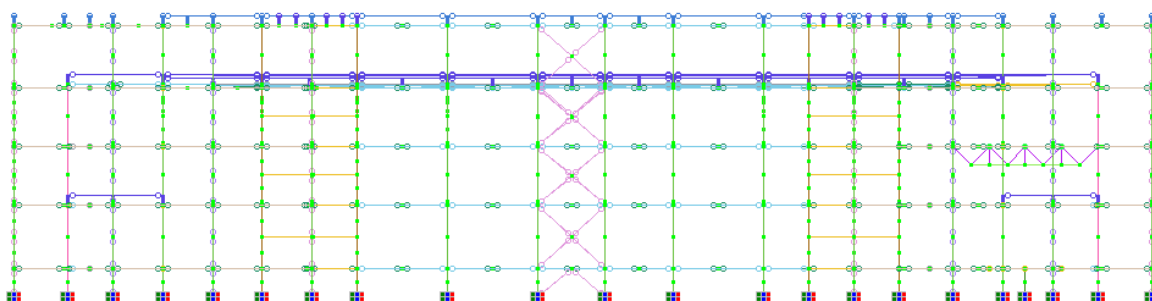


Рисунок 5.2.3 Расчетная модель здания проекция XOZ

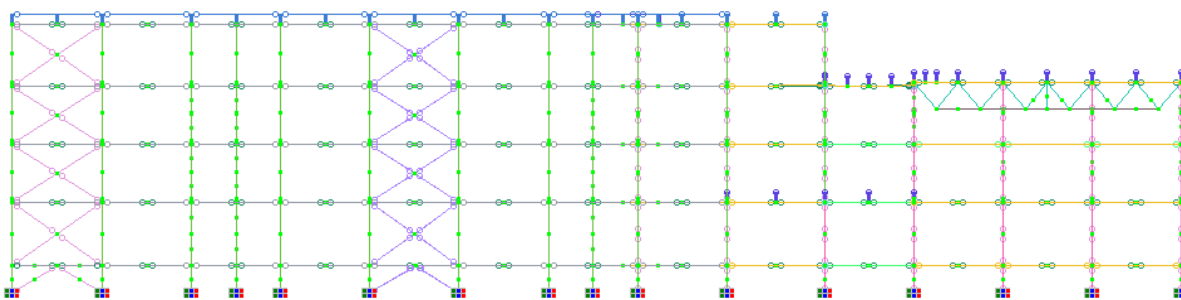


Рисунок 5.2.4 Расчетная модель здания проекция YOZ

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

9

### 5.3. Параметры конструирования

**Жесткости и материалы**

Назначить элементам схемы

☒ Жесткость: I 11. Двутавр 35Ш2 (Гл.балки2)

☒ Материалы: СП 16.13330.2011 Вариант 1

Материал: I 5. Группа2 <нет> <нет>

Жесткости Ж/Б Сталь

Список типов жесткостей

- I 1. Двутавр 40К1 (колонны1)
- I 2. Двутавр 35Ш1 (Гл.балки1)
- O 3. Профиль "Молодечно" 100 x 4 (верх пояс фермы)
- O 4. Профиль "Молодечно" 80 x 5 (ниж пояс фермы)
- O 5. Профиль "Молодечно" 50 x 4 (раскосы фермы)
- O 6. Профиль "Молодечно" 60 x 4 (СГ)
- C 7. Швеллер 27П (прогоны1)
- C 8. Швеллер 33П (прогоны3)
- I 9. Двутавр 25Б1 (Вт. балки2)
- I 10. Двутавр 18Б2 (Вт. балки3)
- I 11. Двутавр 35Ш2 (Гл.балки2)
- I 12. Двутавр 30Ш1 (Гл.балки3)
- O 13. Профиль "Молодечно" 200 x 9 (верх пояс фермы)
- O 14. Профиль "Молодечно" 160 x 4 (ниж пояс фермы)
- O 15. Профиль "Молодечно" 60 x 4 (СВ1)
- O 16. Профиль "Молодечно" 80 x 3 (СВ2)
- O 17. Профиль "Молодечно" 120 x 3 (раскосы фермы)
- I 18. Двутавр 25К3 (К.маленькие )
- I 19. Двутавр 35К1 (Колонны2)
- I 20. Двутавр 40К4 (Колонны3)

Отметить на схеме

Добавить>>

Изменить...

Просмотр...

Копировать

Удалить

Назначить текущим

Рисунок 5.3.1 Жесткости и материалы

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

10

Жесткость элементов	Материал	Максимально допустимый прогиб	Расчетная длина /коэф. расчетной длины	Условия соединения
Двутавр 40К4	C245	-	$L_{ef,z} = 12.6 \text{ м}$ $L_{ef,y} = 18.72 \text{ м}$ $L_{ef,b} = 12.6 \text{ м}$	Жестко
Двутавр 40К1	C245	-	$L_{ef,z} = 12.6 \text{ м}$ $L_{ef,y} = 18.72 \text{ м}$ $L_{ef,b} = 12.6 \text{ м}$	Жестко
Двутавр 35К1	C245	-	$L_{ef,z} = 9.87 \text{ м}$ $L_{ef,y} = 15.23 \text{ м}$ $L_{ef,b} = 9.87 \text{ м}$	Жестко
Двутавр 25К3	C245	-	$K_z = 0.5$ $K_y = 1$ $K_b = 0.5$	Жестко
Двутавр 35Ш2	C245	$\frac{l}{200}$	-	Жестко/шарнирно
Двутавр 35Ш1	C245	$\frac{l}{200}$	-	Жестко/шарнирно
Двутавр 30Ш1	C245	$\frac{l}{200}$	-	Жестко
Двутавр 25Б1	C245	$\frac{l}{200}$	-	Шарнирно
Двутавр 18Б2	C245	$\frac{l}{200}$	-	Шарнирно
Швеллер 27П	C245	$\frac{l}{250}$	-	Шарнирно
Швеллер 33П	C245	$\frac{l}{250}$	-	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 100х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 80х5	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 50х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 60х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 200х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 160х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 60х4	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 0.5$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 80х3	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 0.5$	Шарнирно
Профиль «Молодеч- но» 120х3	C245	-	$K_z = 1$ $K_y = 1$	Шарнирно

## 6. Нагрузки и воздействия

Нагрузки определены в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*):

- Тип местности – В.
- Ветровой район – I (карта 3). Нормативное значение ветрового давления  $w_0 = 0,23$  КПа (23 кгс/м<sup>2</sup>) по табл.11.1.
- Снеговой район – III (карта 1). Расчетное значение веса снегового покрова  $S_g = 1,8$  кПа (180 кгс/м<sup>2</sup>) по табл.10.1.
- Гололедный район – II (карта 4). Толщина стенки гололеда – 5 мм.

### 6.1. Постоянные нагрузки

Таблица 6.1 - Характерная нагрузка на перекрытие над тех. подвалом  
(классы, служебные и бытовые помещения, лаборатории, читальные залы, столовая)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 40$ мм	72	1,3	94
Пароизоляция	1	1,3	2
Теплоизоляция - пенополистирольные плиты, $\gamma=25$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 80$ мм	2	1,3	3
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 50$ мм	90	1,3	117
Керамогранитная плитка на клею, $\gamma=2700$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 10$ мм	27	1,3	36
<b>Итого :</b>	<b>572</b>		<b>670</b>

Таблица 6.2 - Характерная нагрузка на перекрытие над тех. подвалом  
(вестибюли, коридоры, лестницы)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 40$ мм	72	1,3	94
Пароизоляция	1	1,3	2
Теплоизоляция - пенополистирольные плиты, $\gamma=25$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 80$ мм	2	1,3	3
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 50$ мм	90	1,3	117
Керамогранитная плитка на клею, $\gamma=2700$ кг/ м <sup>3</sup> , $t = 10$ мм	27	1,3	36
<b>Итого :</b>	<b>572</b>		<b>670</b>

						К_И_82084121	Лист
							12
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

*Таблица 6.3 - Характерная нагрузка от перекрытия над тех. подвалом  
(пол спортивного зала на 1 этаже)*

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (СТЖБ???)	380	1,1	418
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 30мм	57	1,3	74
Теплоизоляция – утеплитель «Экстрол35», $\gamma=35$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 80мм	3	1,3	4
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 60мм	114	1,3	148
Покрытие для спортзалов из ПВХ «Sportline», $\gamma=500$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 10мм	5	1,3	7
<b>Итого:</b>	559		660

*Таблица 6.4 - Характерная нагрузка на перекрытие типового этажа  
(классы, служебные и бытовые помещения, лаборатории, читальные залы)*

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плиты перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Стяжка из цементно-песчаного раствора, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 30мм	57	1,3	74
Звукоизоляция – «Пенотерм НПП ЛЭ»	1	1,3	2
Стяжка из из цементно-песчаного раствора М150, $\gamma=1900$ кг/м <sup>3</sup> , армированная фиброво-локном, t=55 мм	105	1,3	136
Линолеум	5	1,3	7
<b>Итого :</b>	548		637

*Таблица 6.4 - Характерная нагрузка на перекрытие типового этажа  
(вестибюли, коридоры, лестницы)*

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Гидроизоляция «КТ Пласт» ТУ 5774-003-12304509-2002 по праймеру	1	1,3	2
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , армированная фиброволокном, t = 70мм	133	1,3	173
Керамогранитная плитка на клею, $\gamma=2700$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 10мм	27	1,3	36
<b>Итого:</b>	541		<b>689</b>

*Таблица 6.5 - Характерная нагрузка от перекрытия большого спортивного зала на 2 этаже*

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Гидроизоляция «КТ Пласт» ТУ 5774-003-12304509-2002 по праймеру	1	1,3	2
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , армированного микрофиброй, t = 70мм	133	1,3	173
Покрытие для спортзалов из ПВХ «Sportline», $\gamma=500$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 10мм	5	1,3	7
<b>Итого:</b>	519		600

*Таблица 6.6 - Характерная нагрузка на перекрытие актового зала на 2 этаже*

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
Собственный вес плит перекрытия (с учетом заливки швов)	380	1,1	418
Гидроизоляция «КТ Пласт» ТУ 5774-003-12304509-2002 по праймеру	1	1,3	2
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150, $\gamma=1900$ кг/ м <sup>3</sup> , армированного микрофиброй, t = 60мм	114	1,3	149
Покрытие ковровое, $\gamma=150$ кг/ м <sup>3</sup> , t = 20мм	3	1,3	5
<b>Итого:</b>	498		574

Таблица 6.8 - Нагрузка от кровельных сэндвич-панелей, опирающихся на каркас

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кг/ м²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кгс/м
Трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРО-ФИЛЬ МП ТСП-К-200-1000	33	1,1	36
ИТОГО постоянная нагрузка*	105		116

\* - Нагрузка от наружных навесных панелей прикладывается на прогоны.

Таблица 6.9 - Нагрузка от стеновых сэндвич-панелей, опирающихся на каркас (1 этаж)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кгс/м
Трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРО-ФИЛЬ МП ТСП-Z-150-1000	25*4,2= =105	1,1	116
ИТОГО постоянная нагрузка*	105		116

\* - Нагрузка от наружных навесных панелей прикладывается на ригели отдельной линейной равномерно распределенной нагрузкой (без учета оконных проемов).

Таблица 6.10 - Нагрузка от стеновых сэндвич-панелей, опирающихся на каркас (типовой этаж)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кгс/м
Трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРО-ФИЛЬ МП ТСП-Z-150-1000	25*3.9= =98	1,1	107
ИТОГО постоянная нагрузка*	98		107

\* - Нагрузка от наружных навесных панелей прикладывается на ригели отдельной линейной равномерно распределенной нагрузкой (без учета оконных проемов).

## 6.2. Унифицированные нагрузки на здание

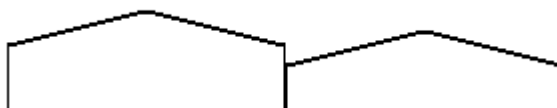
Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок приняты по табл.8.3 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

- классные помещения, служебные и бытовые помещения, лаборатории, помещения ЭВМ, читальные залы – 2,0кПа (п.п. 2, 3, 4а);
- залы обеденные (в столовой) - 3,0кПа (п.п. 4б);
- залы спортивные, актовые - 4,0кПа (п.п. 4в);
- вестибюли, коридоры, лестницы – 3,0кПа (п.п.12а);
- коридоры, примыкающие к спортивным и актовым залам - 4,0кПа (п.п. 12б);

						К_И_82084121	Лист
							15
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кг/ м <sup>2</sup>
<b>Полезная:</b>			
Классные помещения, служебные и бытовые помещения, лаборатории, помещения ЭВМ, читальные залы	200	1,2	240
Залы обеденные (в столовой)	300	1,2	360
Залы спортивные, актовые	400	1,2	480
Вестибюли, коридоры, лестницы	300	1,2	360
Коридоры, примыкающие к спортивным и актовым залам	400	1,2	480

### 6.3. Снеговая нагрузка



Параметр	Значение	Единицы измерения
<b>Местность</b>		
Нормативное значение снеговой нагрузки	0.15	Т/м <sup>2</sup>
Тип местности	В - Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	
Средняя скорость ветра зимой	4	м/сек
Средняя температура января	-10	°С



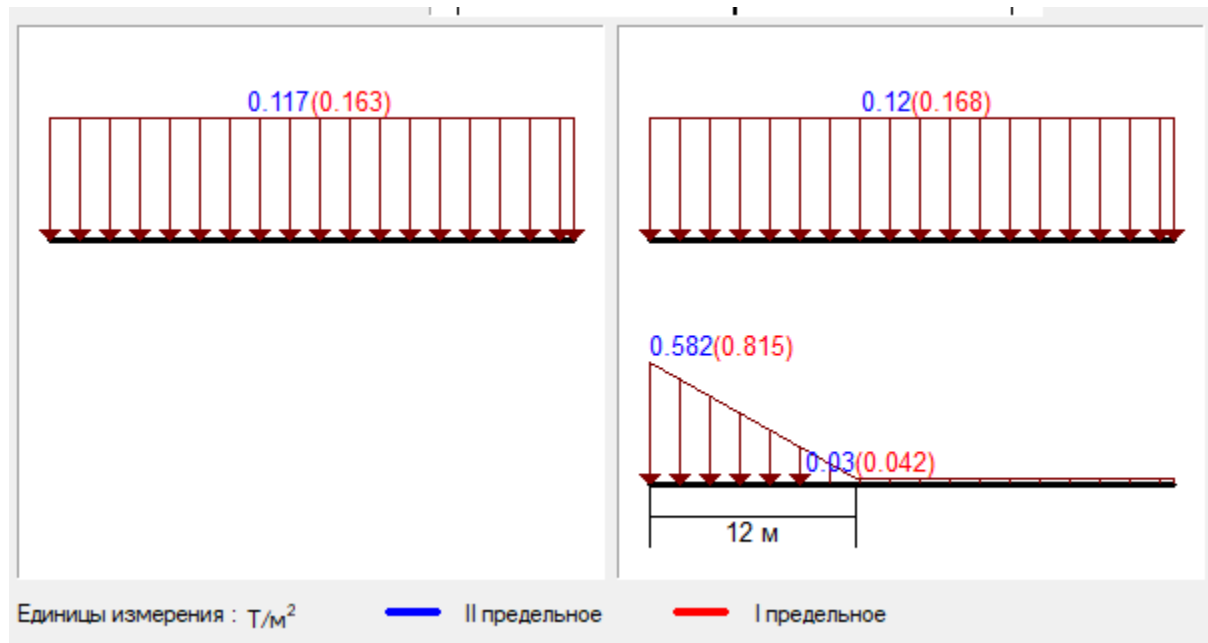
Высота здания Н	20	м
Ширина здания В	68.4	м
h	0	м
$\alpha$	0	град
L	12.6	м
Неутепленная конструкция с повышенным тепловыделением	Нет	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.4	

**Правое здание**



Высота здания Н	14	м
Ширина здания В	68.4	м
h	0	м
$\alpha$	0	град
L	30.6	м

Параметр	Значение	Единицы измерения
Неутепленная конструкция с повышенным тепловыделением	Нет	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.4	
Перепад высот	6	м



#### 6.4. Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка по X

Нормативное значение ветровой нагрузки:

$$\omega = \omega_m + \omega_p$$

$\omega_m; \omega_p$  – нормативное значение средней и пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Для высоты 14 метров

$$\omega_m^{0.8} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.73 \cdot 0.8 = 0,134 \text{ кПа}$$

$$\omega_m^{0.5} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.73 \cdot 0.5 = 0,084 \text{ кПа}$$

Где  $\omega_0$  – нормативное значение ветрового давления для I ветрового района 0,23 кПа;

$K(Z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В и высоты 14 м, принимаем равным 0,73;

$c$  – аэродинамический коэффициент, для наветренной поверхности 0,8, для подветренной 0,5.

Для высоты 20 метров

						К_И_82084121	Лист
							17
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$$\omega_m^{0.8} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.85 \cdot 0.8 = 0,156 \text{ кПа}$$

$$\omega_m^{0.5} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.85 \cdot 0.5 = 0,098 \text{ кПа}$$

Где  $K(Z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В и высоты 20 м, принимаем равным 0,85;

Ветровая нагрузка по Y  
Нормативное значение ветровой нагрузки:

$$\omega = \omega_m + \omega_p$$

$\omega_m$ ;  $\omega_p$  – нормативное значение средней и пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Для высоты 14 метров

$$\omega_m^{0.8} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.73 \cdot 0.8 = 0,134 \text{ кПа}$$

$$\omega_m^{0.5} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.73 \cdot 0.5 = 0,084 \text{ кПа}$$

Где  $\omega_0$  – нормативное значение ветрового давления для I ветрового района 0,23 кПа;

$K(Z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В и высоты 14 м, принимаем равным 0,73;

$c$  – аэродинамический коэффициент, для наветренной поверхности 0,8, для подветренной 0,5.

Для высоты 20 метров

$$\omega_m^{0.8} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.85 \cdot 0.8 = 0,156 \text{ кПа}$$

$$\omega_m^{0.5} = \omega_0 K(Z_e) c = 0.23 \cdot 0.85 \cdot 0.5 = 0,098 \text{ кПа}$$

Где  $K(Z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В и высоты 20 м, принимаем равным 0,85;

Ветровая нагрузка прикладывается к колоннам с учетом грузовой площади колонны и распределяется с учетом высоты здания. Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,4$

Учет пульсационной составляющей ветровой нагрузки производится программой ЛИРА-САПР 2013. Исходными данными для расчета служат значения нормативной средней составляющей ветровой нагрузки.

						К_И_82084121	Лист
							18
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

6.5. Схемы приложения нагрузок

постоянное (собственный вес)

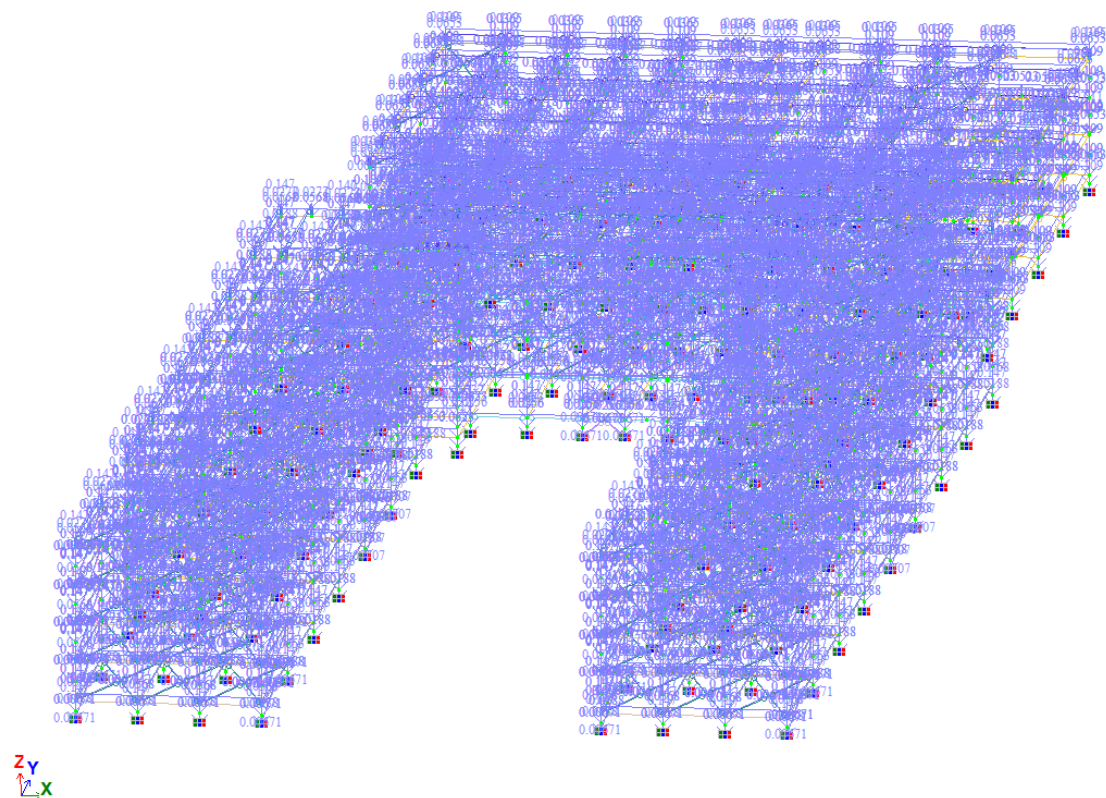


Рисунок 6.5.1 Собственный вес

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

пост (вес плит)

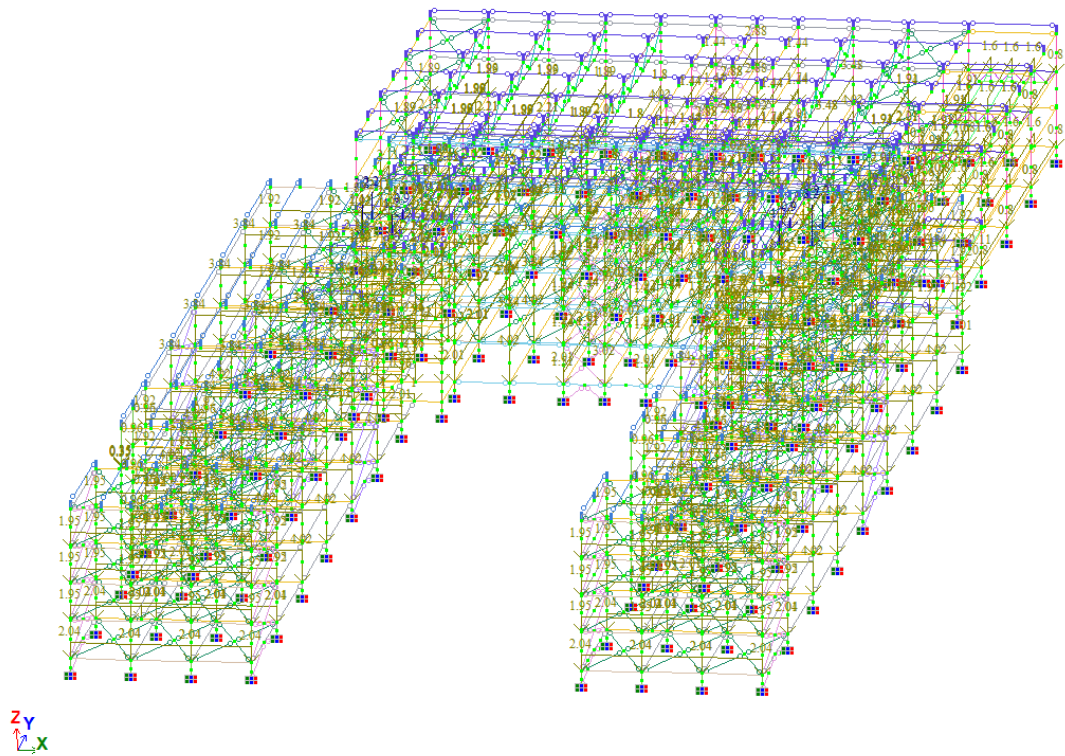


Рисунок 6.5.2 Вес плит перекрытий и лифтовая нагрузка

пост (вес плит)

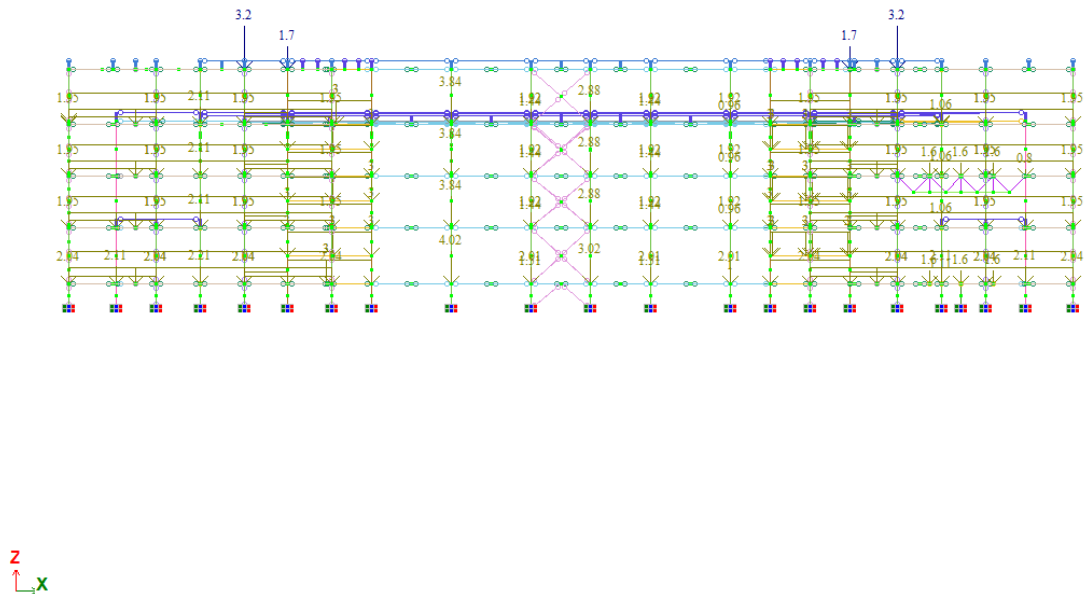


Рисунок 6.5.3 Вес плит перекрытий и лифтовая нагрузка

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

20

пост (вес сэндвичей)

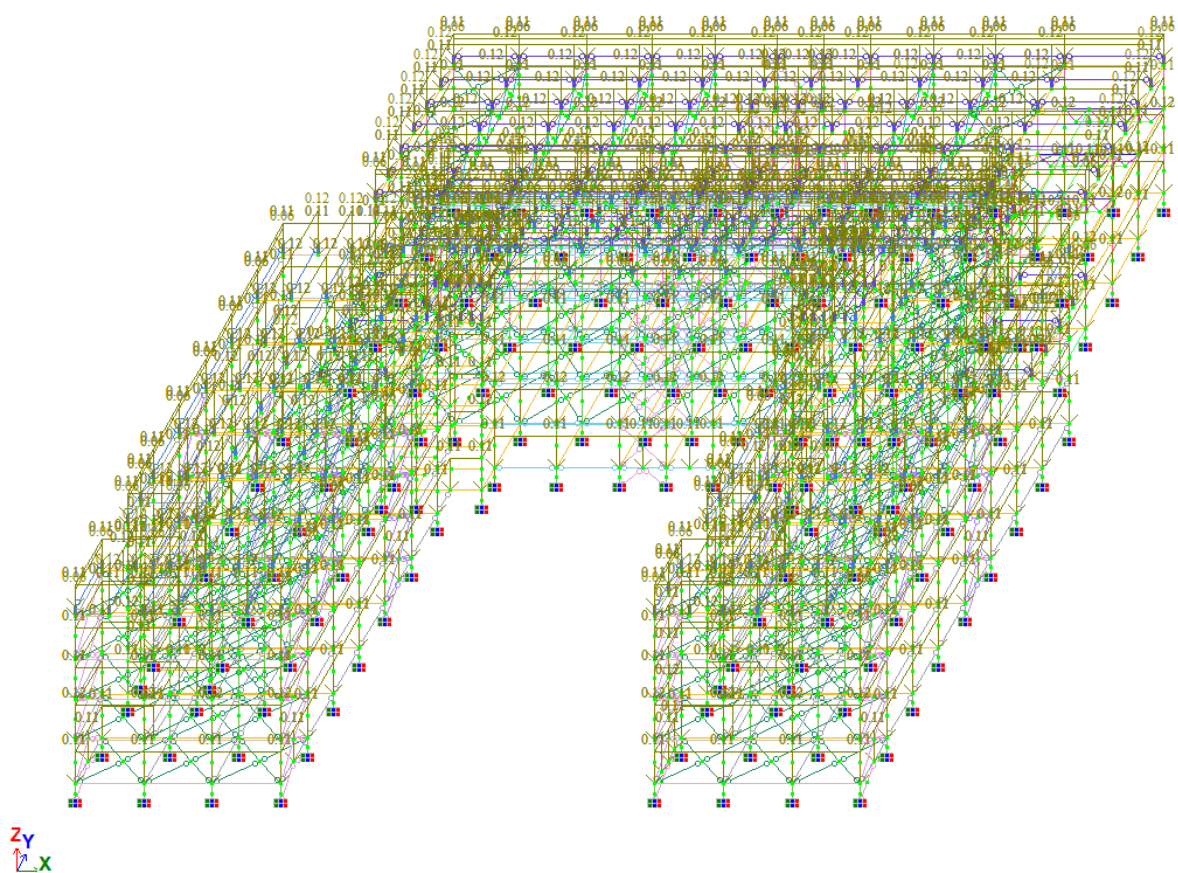


Рисунок 6.5.4 Вес сэндвич панелей

пост (вес сэндвичей)

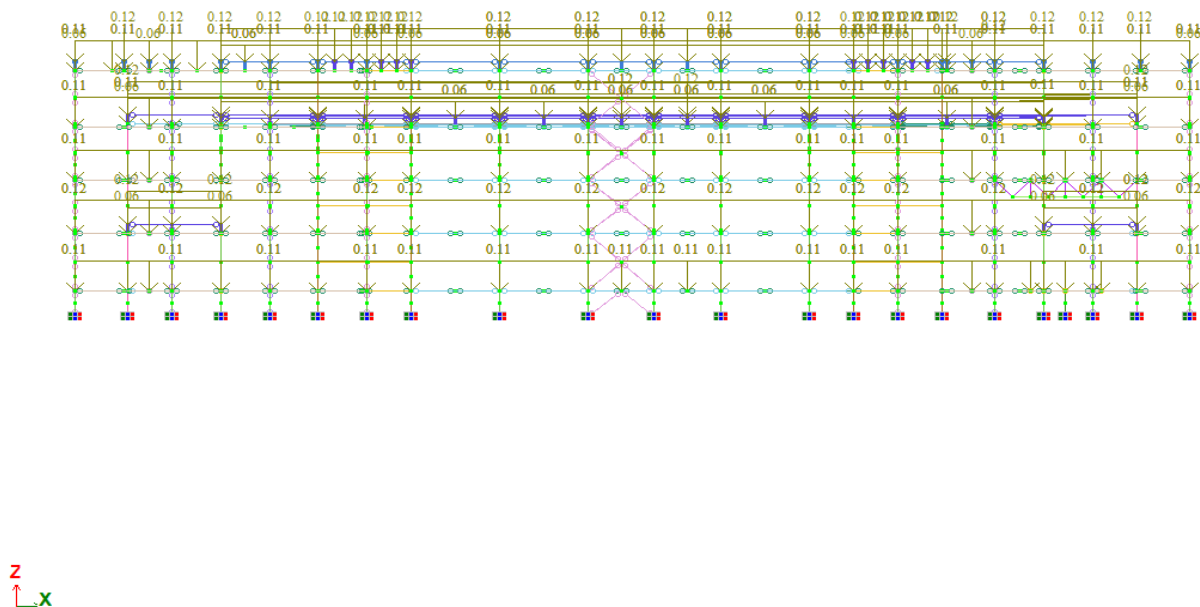


Рисунок 6.5.5 Вес сэндвич панелей

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

21

полезная (снег, помещения)

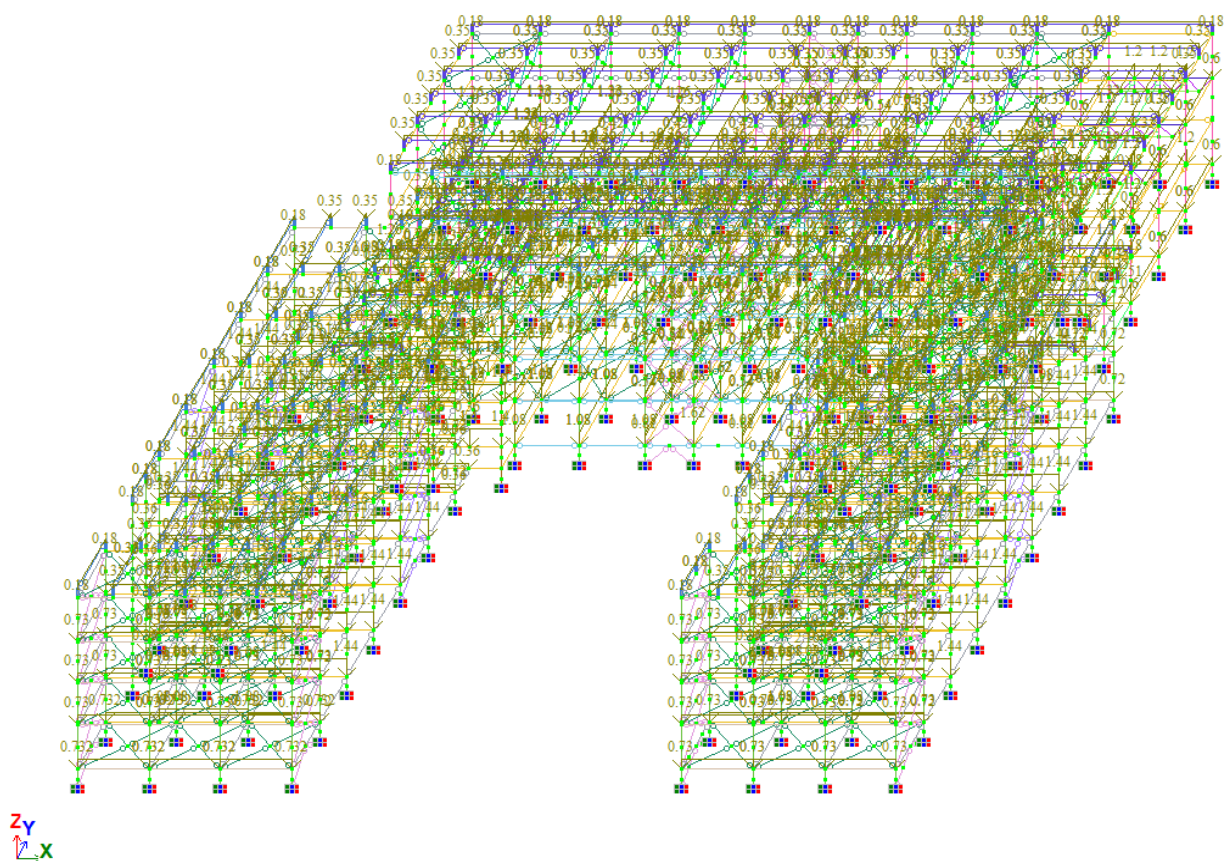


Рисунок 6.5.6 Снеговая нагрузка на покрытие + кратковременная на перекрытия

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

22

полезная (снег, помещения)

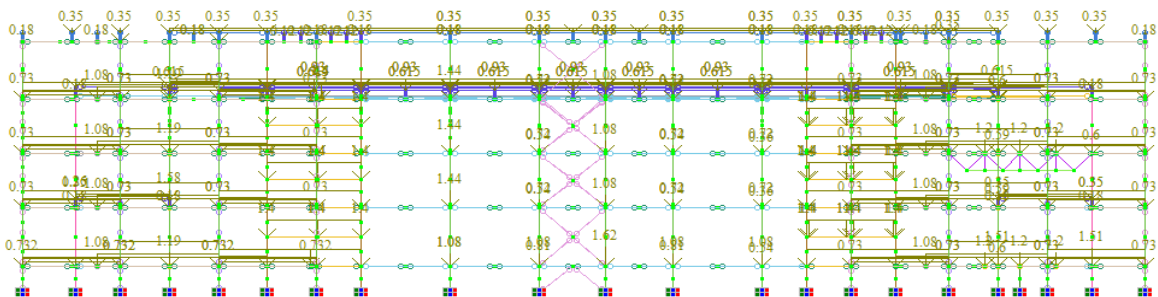


Рисунок 6.5.7 Снеговая нагрузка на покрытие + кратковременная на перекрытия

полезная (снег, помещения)

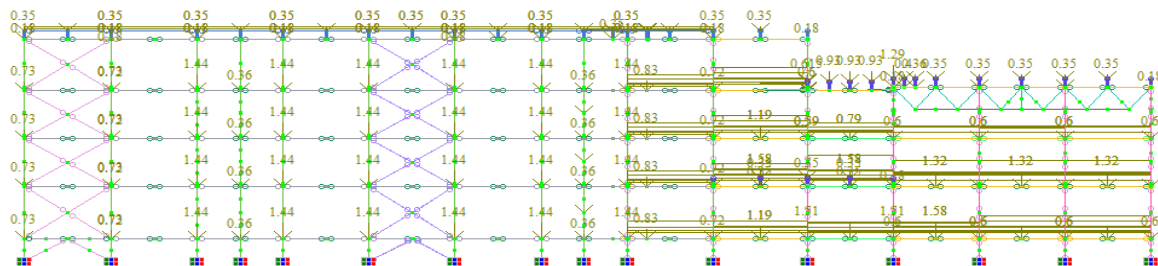


Рисунок 6.5.8 Снеговая нагрузка на покрытие + кратковременная на перекрытия

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Ветер X

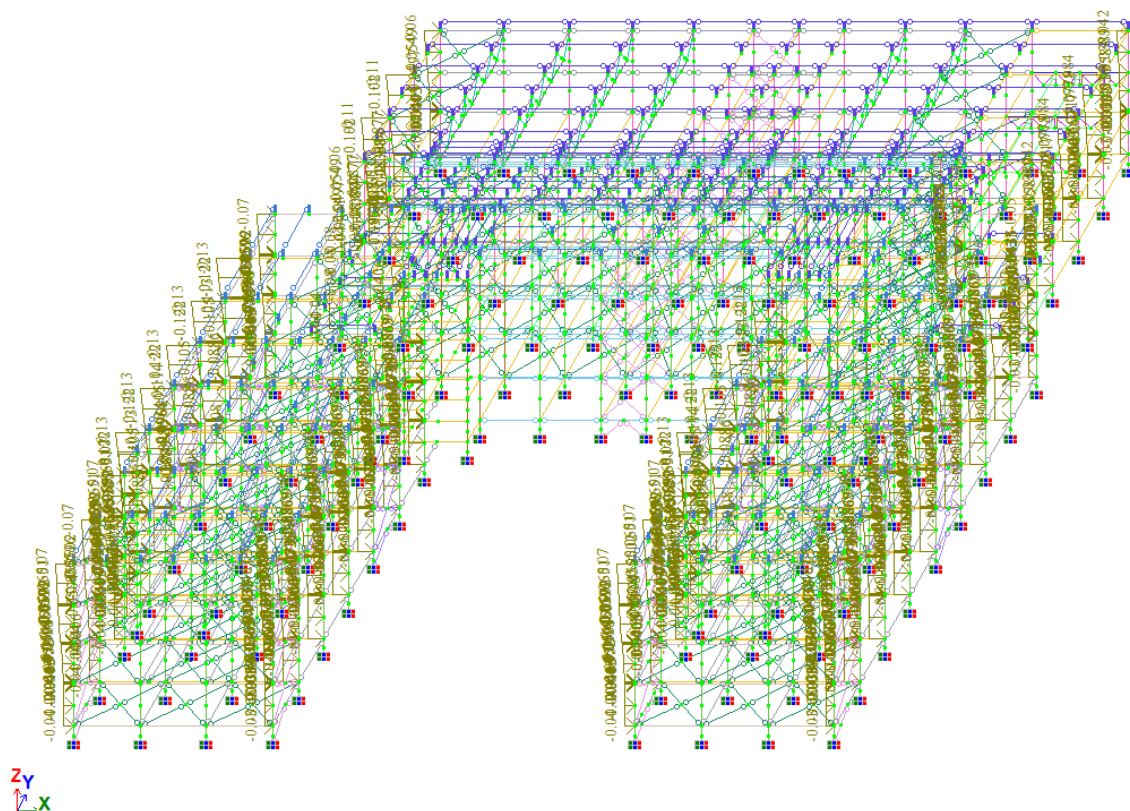


Рисунок 6.5.9 Ветер по X

Ветер X

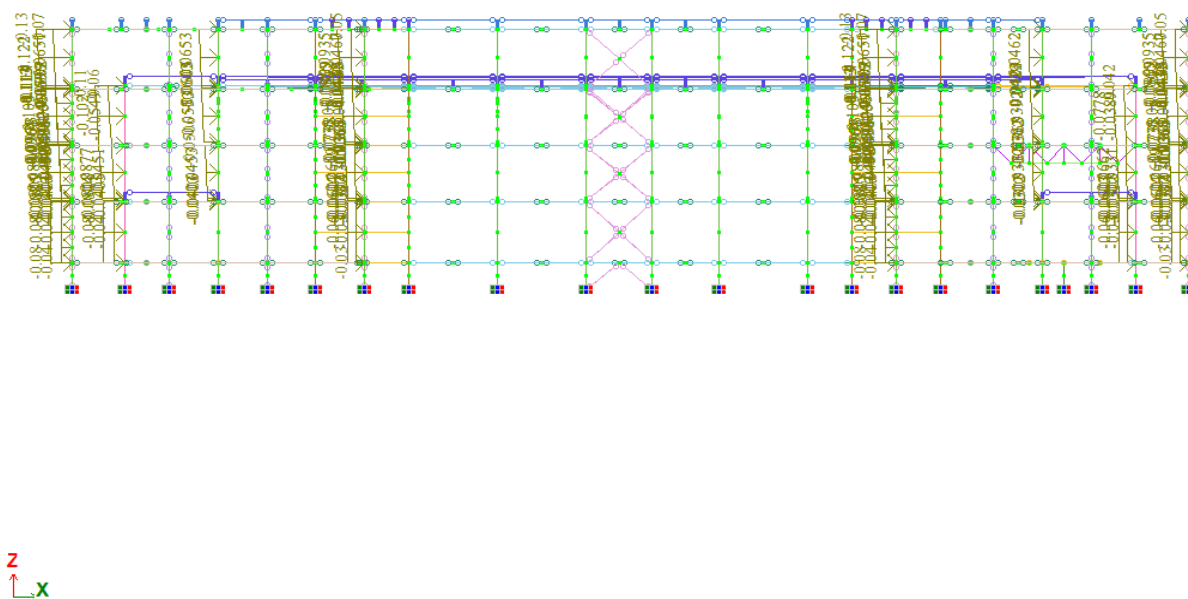


Рисунок 6.5.10 Ветер по X

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

24

Бетер У

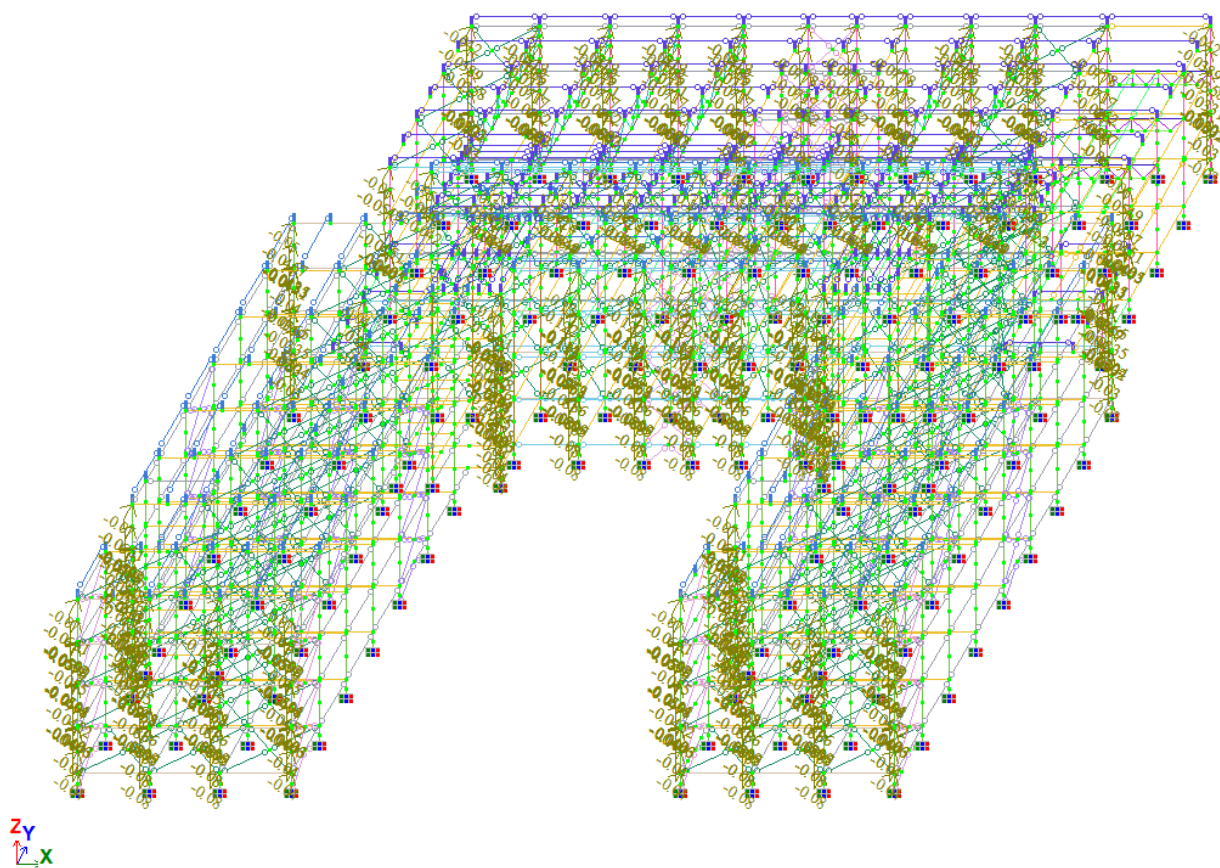


Рисунок 6.5.11 Ветер по У

Бетер У

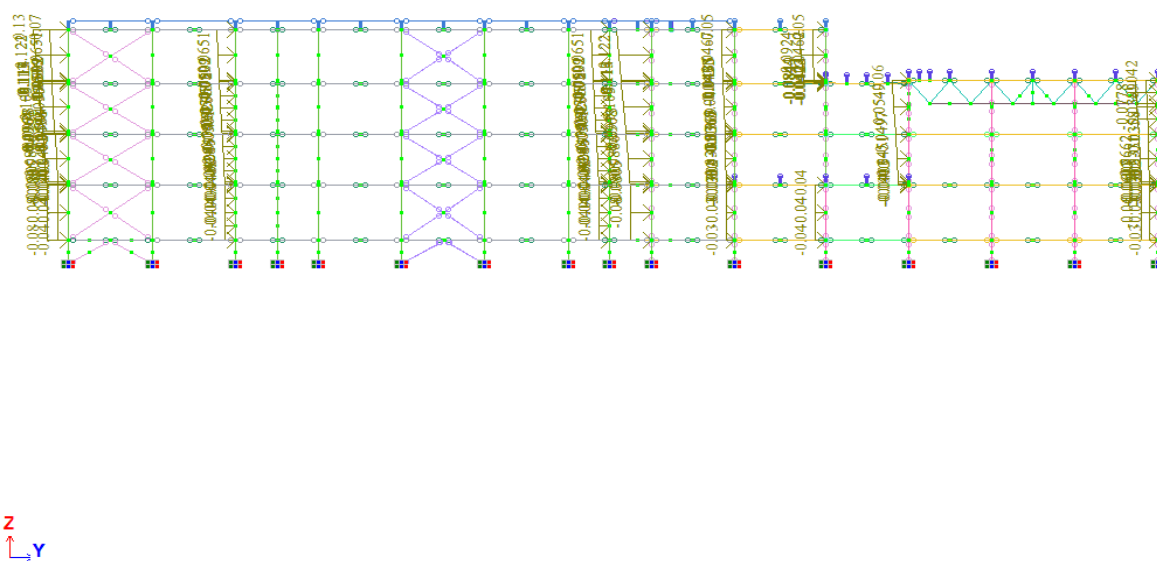


Рисунок 6.5.12 Ветер по У

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

25

## 6.6. Расчетные сочетания нагрузок

Расчетные сочетания нагрузок

СНиП 2.01.07-85\*

	N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.	Кэф. надежн.	Доля длительн.	1	2	3	4	5
1	1	постоянное (собственн	Постоянное(П)	+		1.05	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2	пост (вес плит)	Постоянное(П)	+		1.15	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3	3	пост (вес сендвичей)	Постоянное(П)	+		1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	4	полезная (снег, помеще	Кратковременное(К)	+		1.2	.35	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5	5	Ветер X	Кратковременное(К)	+/-		1.4	.35	.0	.9	-.9	.0	.0
6	6	Ветер Y	Кратковременное(К)	+/-		1.4	.35	.0	.0	.0	.9	-.9
7	7	для пульса X	Неактивное (Н/а)	+/-		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	8	для пульса Y	Неактивное (Н/а)	+		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	+9	Пульс X	Мгновенное(М)	+/-		1.4	.0	.0	.7	-.7	.0	.0
19	+10	Пульс Y	Мгновенное(М)	+/-		1.4	.0	.0	.0	.0	.7	-.7

1 основное  
2 основное  
Особое (С)  
Особое (б/С)

ΣП+Д+К+ (Кр+Т)+М

Коэффициенты

Добавить

Рисунок 6.6.1 таблица РСН

## 7. Расчет сталежелезобетонного перекрытия

На стадии бетонирования плиты настил работает как тонкостенная стальная конструкция на поперечный изгиб.

На стадии эксплуатации перекрытия плита рассчитывается как железобетонная конструкция по нормальным и наклонным сечениям, прогибу в пролете и смятию на средней опоре с учетом образования трещин в соответствии с СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Профилированный настил в примерах расчета плиты на стадии эксплуатации перекрытия рассматривался как ее рабочая арматура с коэффициентом условия работы 0,8.

Нормативная нагрузка от собственного веса свежееуложенной бетонной смеси определяется по формуле:

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b)$$

Где  $\gamma$  – удельный вес бетонной смеси;

$h_f$  – толщина бетона над верхними полками настила;

$h_b$  - приведенную толщину бетона в пределах высоты сечения настила, определяем по формуле

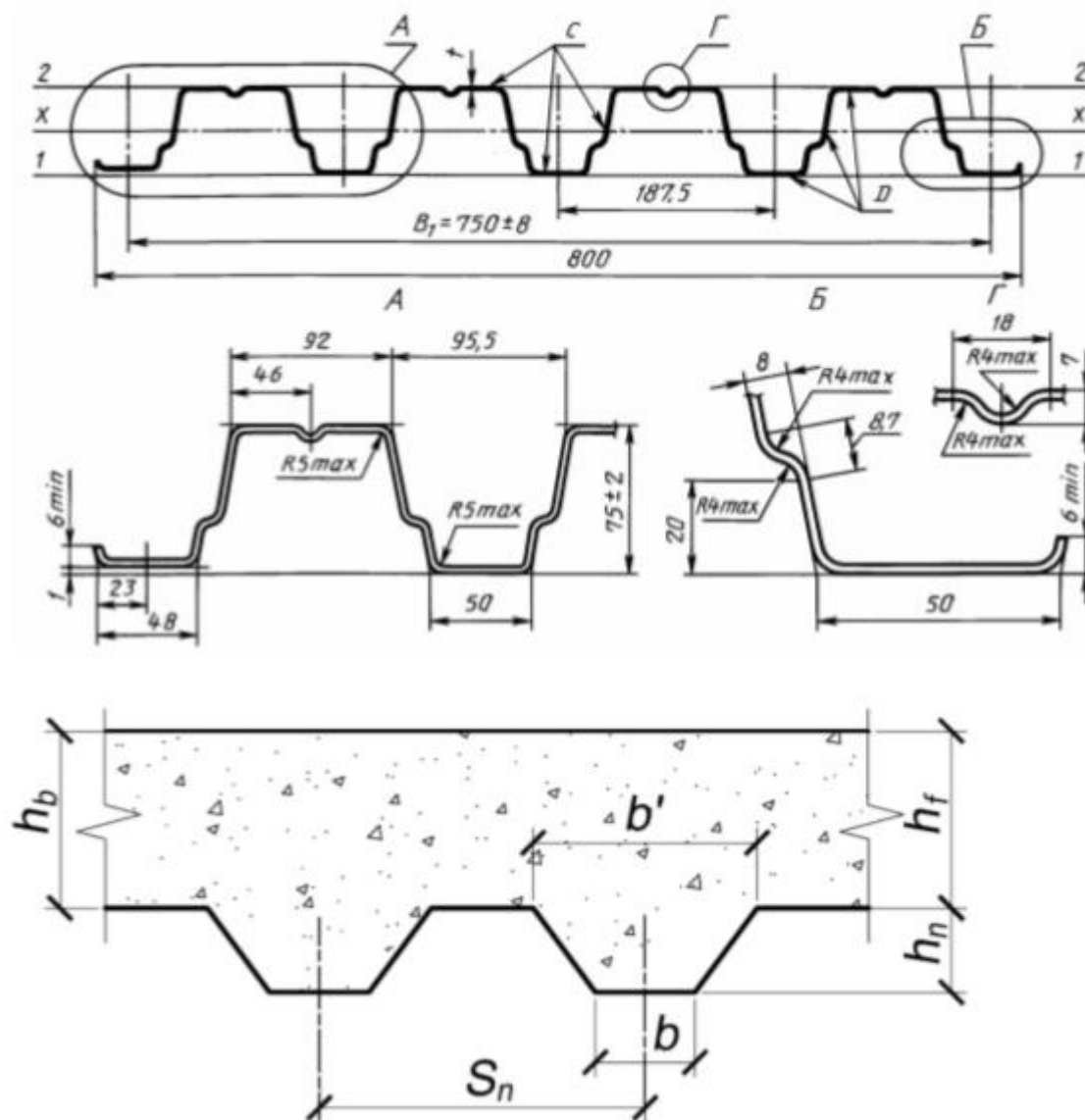


Рисунок 1. – К определению приведенной толщины бетона

$$h_b = \frac{b + b'}{2 \cdot S_n} \cdot h_n = \frac{50 + 95.5}{2 \cdot 187.5} \cdot 75 = 29.1 \text{ мм.}$$

$$q_b = 2500 \cdot (0.105 + 0.029) = 335 \text{ кг/м}^2.$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

27

Характеристика	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
Нагрузка от собственного веса настила	0,125	1,05	0,13
Нагрузка от веса свежесуложенной бетонной смеси	3,35	1,2	4,02
Монтажная нагрузка:			
при подаче бетонной смеси бетоноводами	2,5	1,3	3,25
	5,975		7,4

На стадии бетонирования плиты прочность стального профилированного настила в надопорных и пролетных сечениях проверяем по формуле:

$$\frac{M}{W_{min}} \leq R_y$$

Где  $M$  – изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$W_{min}$  – минимальный расчетный момент сопротивления профиля настила по государственным стандартам и техническим условиям на профилированные листы.

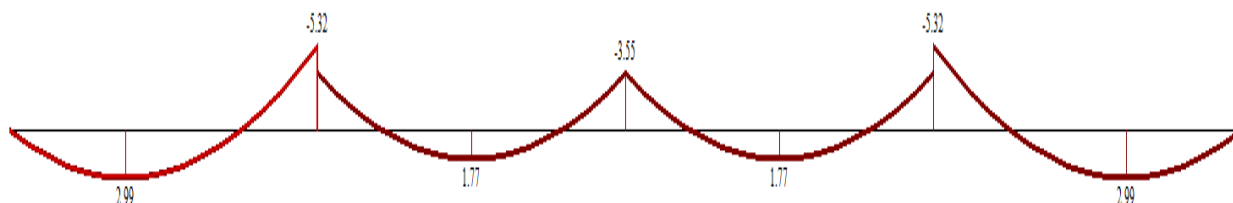


Рисунок 2 – Эпюра моментов от расчетных нагрузок, кН·м

Над опорой:

$$\frac{54249}{30,2} = 1796 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_y = 2400 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

В пролете:

$$\frac{30489}{30,2} = 1006 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_y = 2400 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

### 7.1. Расчет на устойчивость стенок гофров настила

Устойчивость стенок трапецевидных гофров настила при укладке бетонной смеси проверяем по формуле:

$$Q \geq Q_{max}$$

где  $Q$  – поперечная критическая сила на одну стенку настила, соответствующая потере ее местной

устойчивости;

$Q_{max}$  – максимальная поперечная сила на одну стенку настила от воздействия расчетных нагрузок на стадии бетонирования. Поперечную критическую силу, соответствующую потере местной устойчивости одной из стенок настила, определяем по формуле:

$$Q = \alpha \cdot t_n^2 \cdot \sqrt{R_{yn} E_{st}} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{r_n}{t_n}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 l_a}{t_n}}\right) \cdot (2,4 + (\phi/90)^2),$$

где  $\alpha = 0,15$  – коэффициент для промежуточных опор;

$t_n$  – толщина стенки настила;

$R_{yn}$  – предел текучести стали;

$E_{st}$  – модуль упругости стали;

$r_n$  – радиусгиба в гофрах;

$l_a$  – расчетная ширина опоры настила равна ширине полки прогона  $b_p$ ;

$\phi$  – угол наклона стенки гофра в градусах при укладке бетонной смеси.

$$Q = 0.15 \cdot 0,0081 \cdot \sqrt{200000 \cdot 245 \cdot 10 \cdot 0,764 \cdot 2,608} \cdot (2,4 + 0,81) = 543,98 \text{ кЗ.}$$

Максимальную поперечную силу на одну стенку гофра от воздействия расчетных нагрузок на стадии бетонирования определяем по формуле

$$Q_{max} = 0.5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M1},$$

Где  $k_1$  – коэффициент, зависящий от величины опорной реакции в принятой расчетной схеме двухпролетного настила равен 1,25;

$q_p$  – расчетная равномерно распределенная нагрузка на настил (см. таблицу 1);

$S_n$  – шаг гофров настила;

$\gamma_{M1}$  – коэффициент условия работы стенок гофров настила:

$\gamma_{M1}=1,25$  – для настила на промежуточной опоре;

$\gamma_{M1}=1,05$  – для настила на крайней опоре.

$$Q_{max} = 0.5 \cdot 1.223 \cdot 0.075 \cdot 240 \cdot 18.75 \cdot 1.25 = 258.98 \text{ кг}$$

$$Q=543,98 > Q_{max}=257.98$$

Прогиб профилированного настила не должен превышать 1/200 пролета:

$$f_n = k \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_n \cdot I_{n,x}} \leq \frac{1}{200} l,$$

где  $f_n$  – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок;

$k$  – коэффициент, определяемый в соответствии с расчетной схемой для пролетов три и более при нагрузке, действующей на один из пролетов, принимаем равным 0,0088;

$q_n$  – нормативная равномерно-распределенная нагрузка на настил при укладке бетонной смеси;

$I_{n,x}$  – момент инерции сечения профиля на 1 м ширины настила по СТО [2].

$$f_n = 0.0088 \cdot \frac{0.05975 \cdot 240^2}{20 \cdot 10^5 \cdot 129.6} = 0.0067 \text{ см} < \frac{240}{200} = 1.2 \text{ см}$$

						К_И_82084121	Лист
							29
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## 7.2. Расчет прочности плиты по нормальным сечениям

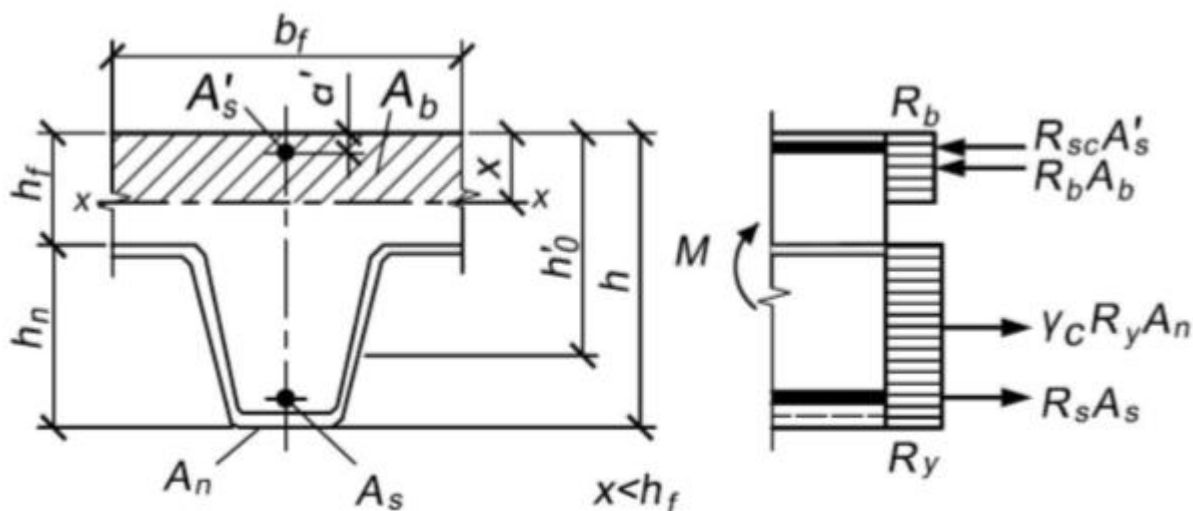
В пролете:

Принимаем бетон В25,  $R_b = 14.5$  МПа, общая высота плиты  $h = 180$  мм. Арматуру А500С d12,  $A_s = 1,131$  см<sup>2</sup>;  $R_s = 435$  МПа;  $R_{sc} = 435$  МПа, расстояние от верхнего и нижнего края плиты до центра стержня  $a' = 35$  мм. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения в соответствии с п.8.1.3. СП 63.13330:

$$\xi_R = x_R / h_0 = 0.8 / (1 + \varepsilon_{s(n)} / \varepsilon_{b2}) = 0.8 / (1 + 0.002175 / 0.0035) = 0.49$$

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 = 0.49 \cdot 145 = 71.5 \text{ мм.}$$

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила.



Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b \cdot b_f \cdot x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A'_s$$

$b_f = 187,5$  мм – ширина верхней части расчетного сечения;

$\gamma_c = 0.4$  для профилированных настилов без выштамповок на стенках гофров с двумя стад-болтами стержневыми упорами в каждом гофре;

$A_n = 2.718$  см<sup>2</sup> – площадь поперечного сечения одного гофра настила;

$$x = \frac{\gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b \cdot b_f}$$

$$x = \frac{0,4 \cdot 2400 \cdot 2,718}{145 \cdot 18,75} = 0,96 \text{ см.}$$

При расчете прочности плиты должно выполняться условие:

						К_И_82084121	Лист
							30
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$$M \leq R_b \cdot b_f \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$$

$$= 145 \cdot 18,75 \cdot 0,96(14,5 - 0,5 \cdot 0,96) + 4350 \cdot 1,131 \cdot (14,5 - 3,5) = 90711 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту равна:

$$q = q_0 + q_n = 480 + 360 = 840 \text{ кг/м}^2$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,07 \cdot q \cdot l^2 = 0,07 \cdot 840 \cdot 2,4^2 = 338,69 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

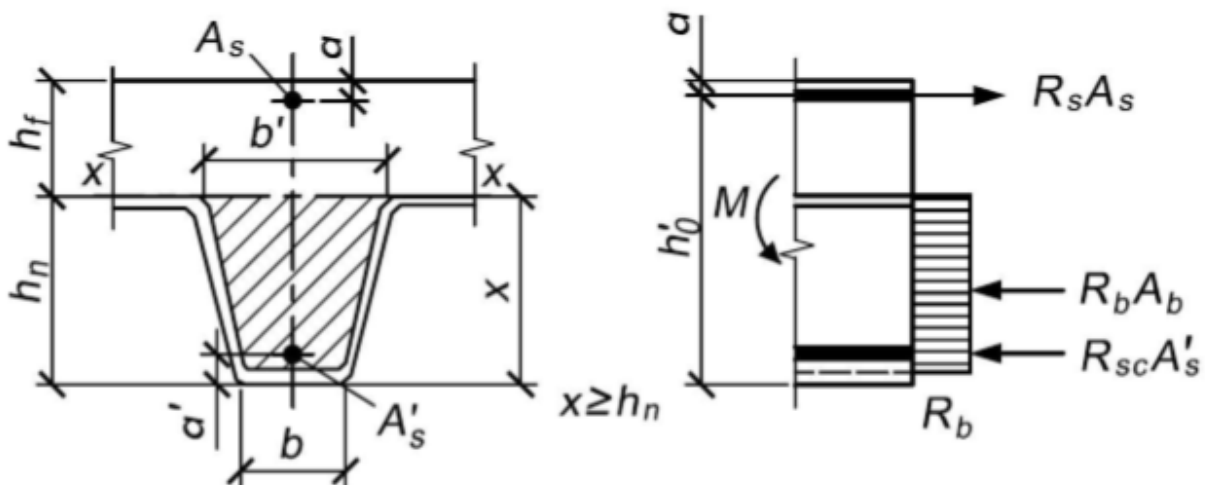
Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

$$M_{1p} = M_1 \cdot 0,1875 = 338,69 \cdot 0,1875 = 6350,4 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$6350,4 \text{ кг} \cdot \text{см} < 90711,0 \text{ кг} \cdot \text{см} - \text{условие выполнено}$$

На опоре:

При положении нейтральной оси выше высоты профилированного листа ( $x > h_n$ ) часть сжатой зоны бетона, расположенную над полкой профилированного листа, не учитывается.



$$b = 50 \text{ мм.}$$

$$b' = 95,5 \text{ мм.}$$

$$M \leq R_b \cdot \left(\frac{b+b'}{2}\right) \cdot h_n \cdot (h_0 - 0,5 h_n) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$$

$$= 145 \cdot \left(\frac{14,55}{2}\right) \cdot 7,5 \cdot (14,55 - 0,5 \cdot 7,5) + 4350 \cdot 1,131 \cdot (14,5 - 3,5) = 139168 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 840 \cdot 2,4^2 = 604,8 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

						К_И_82084121	Лист
							31
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$$M_{1p} = M_{1p} \cdot 0.1875 = 604.8 \cdot 0.1875 = 11340 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

11340 кг · см < 139168 кг · см – условие выполнено

### 7.3. Расчет прочности плиты по наклонным сечениям

Расчет прочности плиты по наклонным сечениям выполняется на действие поперечной силы, а угол наклонной трещины принимается равным  $45^\circ$  к горизонтальной оси. При этом должны соблюдаться условия:

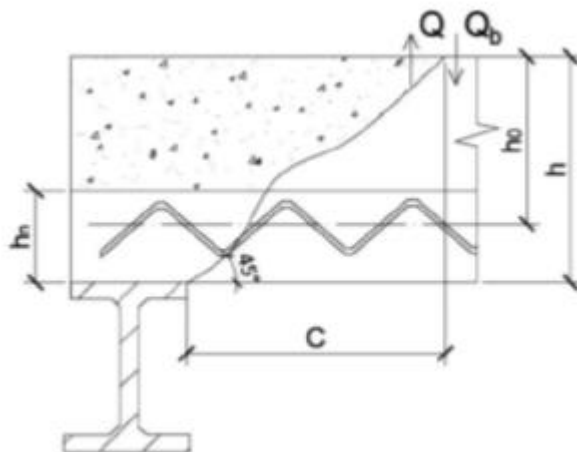
$$Q_{max} = 0.625 \cdot q \cdot l = 0.625 \cdot 840 \cdot 2.4 = 1260 \text{ кг}$$

Поперечная сила действующая на одно ребро плиты будет равна:

$$Q_{lp} = 0.1875 \cdot Q_{max} = 0.1875 \cdot 1260 = 236.25 \text{ кг}$$

Средняя ширин ребра тавровой плиты:

$$\left(\frac{b+b'}{2}\right) = \left(\frac{50+95,5}{2}\right) = 72,75 \text{ мм.}$$



$$Q \leq 0,34R_y\gamma_c h_n t_n + Q_b,$$

Где  $0,34R_y\gamma_c h_n t_n$  - поперечное усилие, воспринимаемое стенками настила в одном гофре;  
 $Q_b$  - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

$$Q_b = \frac{0.75 \cdot R_{bt} (b+b') \cdot h_0^2}{C} = \frac{0.75 \cdot 145 \cdot (14,55) \cdot 15^2}{18} = 19,8 \text{ м}$$

где  $C$  – длина проекции наклонного сечения, принимается не менее  $1.0 \cdot h$  и не более высоты сечения  $h$ .

При условии, что:

						К_И_82084121	Лист
							32
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$$0.5R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0 = 7,9m \leq Q_b = 19,8m \leq 2.5R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0 = 39,6m$$

Условия выполнены.

$$Q = 0,8m \leq 0,34R_{yt} h_n t_n + Q_b = 5,51 + 19,8 = 25,31m - \text{условие выполнено.}$$

#### 7.4. Расчет прогиба плиты

Прогиб плиты перекрытия рассчитывают по формуле:

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add},$$

где  $f_n$  – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок на стадии укладки бетонной смеси;

$f_{rc}$  – прогиб плиты от действия постоянной и временной нагрузок на стадии эксплуатации с учетом ее расчетной кривизны;

$f_{add}$  – дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей (т.к. анкерные связи полностью воспринимают момент, принимаем  $f_{add} = 0$ ). Прогиб  $f_m$  не должен превышать предельных прогибов конструкций, а также не должен превышать значения  $l/150$ , где  $l$  – пролет плиты.

Прогиб плиты определяется как для однопролетной, свободно опертой конструкции по формуле:

$$f_{rc} = \frac{1}{r} \cdot \delta \cdot l^2$$

$\frac{1}{r}$  – расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

$\delta$  – коэффициент по таблице. Дополнительный прогиб рекомендуется определять как для однопролетной балки с моментами на опорах, принимая коэффициент  $\delta = 5/48$ .

Полная нормативная равномерно распределенная нагрузка на плиту равна:

$$q = q_0 + q_n = 400 + 360 = 760 \text{ кг/м}^2$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0.07 \cdot q \cdot l^2 = 0.07 \cdot 760 \cdot 2.4^2 = 306.4 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

$$M_{1p} = M_1 \cdot 0.1875 = 306.4 \cdot 0.1875 = 5746 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{D} = \frac{5746}{300000 \cdot 6404} = 0.000003$$

$$f_{rc} = \frac{1}{r} \cdot \delta \cdot l^2 = 0.000003 \cdot \frac{5}{48} \cdot 240^2 = 0.0018 \text{ см}$$

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add} = 0.0067 + 0.0018 = 0.0085 \text{ см}$$

$$f_m = 0.0085 \text{ см} < \frac{l}{200} = 1.2 \text{ см} < \frac{l}{150} = 1.6 \text{ см}$$

						К_И_82084121	Лист
							33
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## 8. Результаты расчетов

### 8.1. Результаты подбора сечений

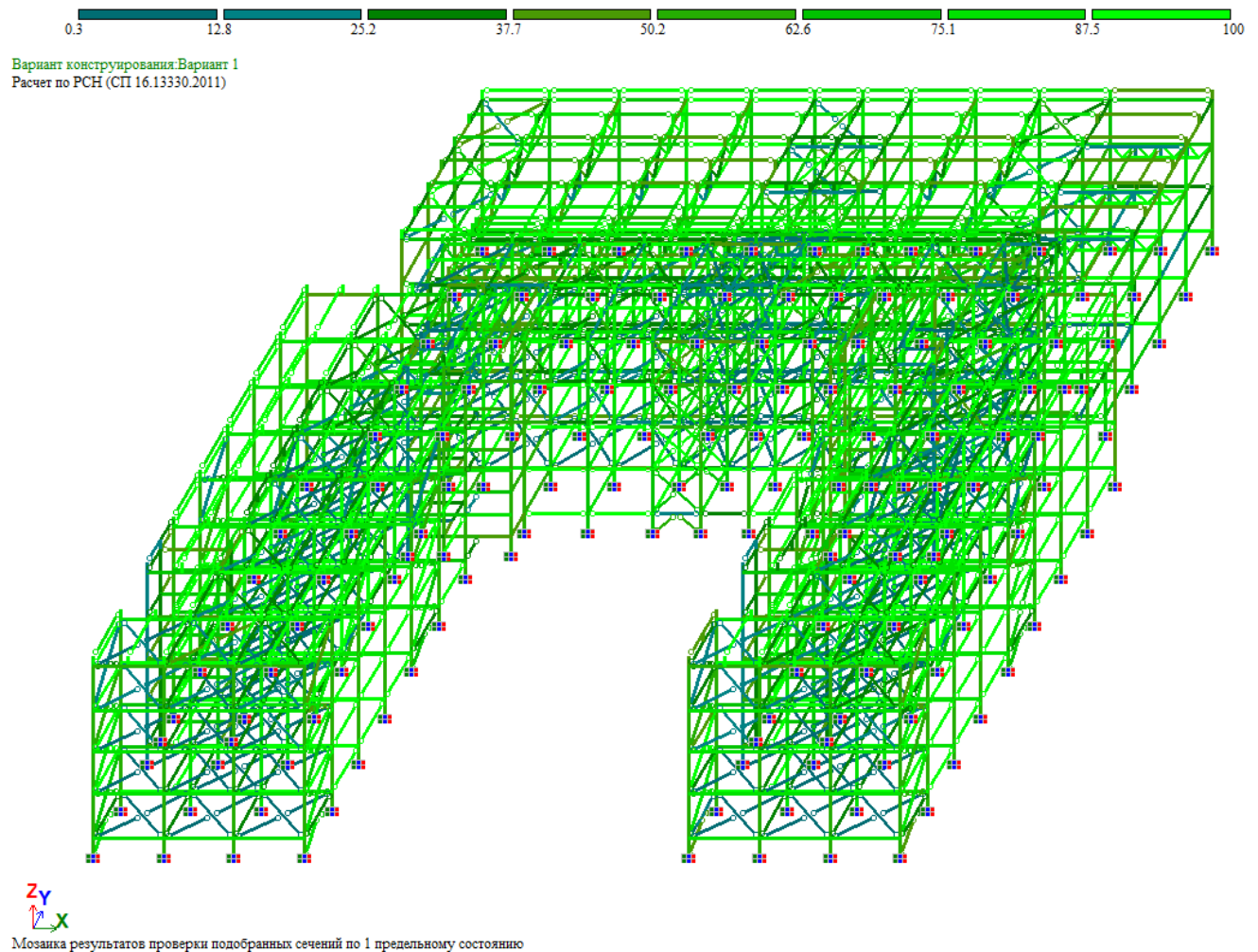


Рисунок 8.1.1 Мозаика результатов проверки подобранных сечений по 1 предельному состоянию

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

34

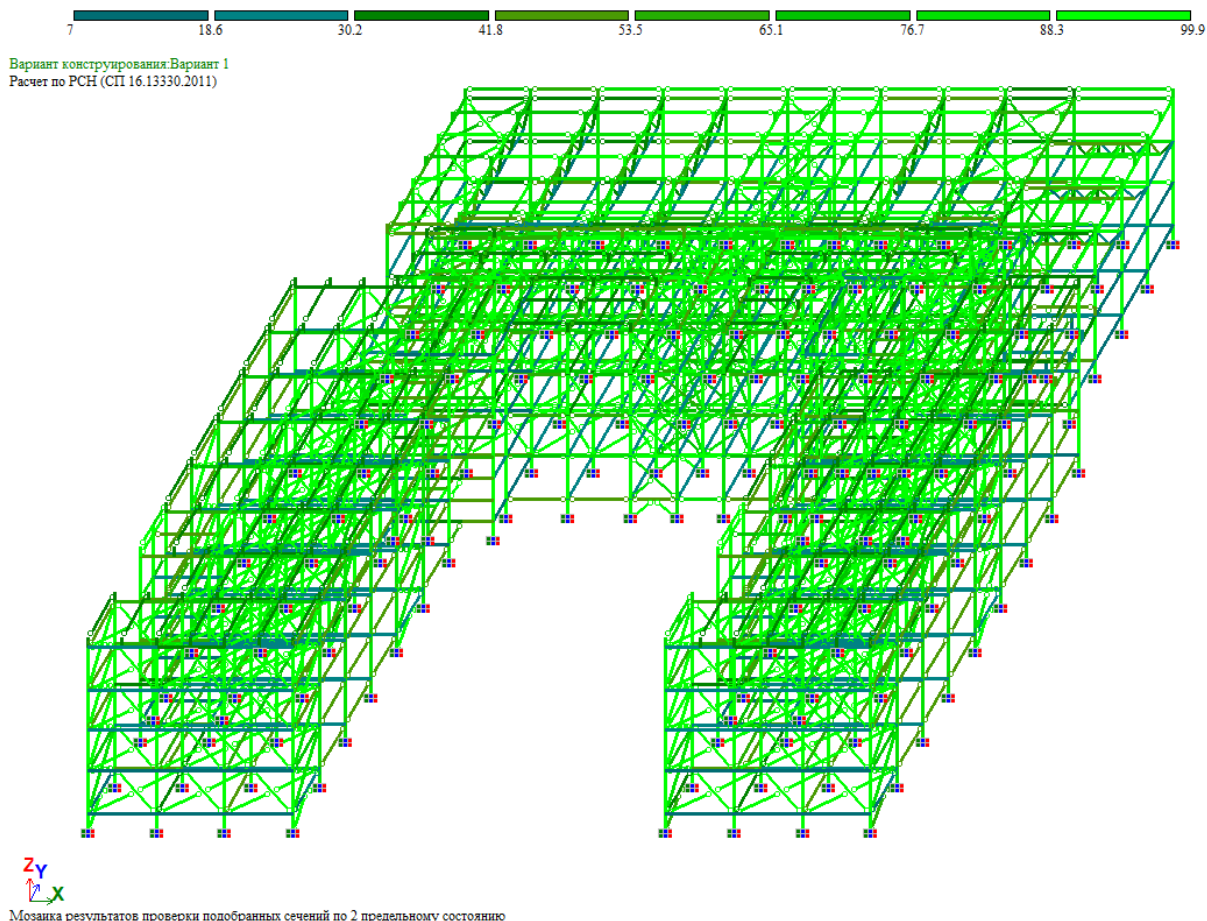


Рисунок 8.1.2 Мозаика результатов проверки подобранных сечений по 2 предельному состоянию

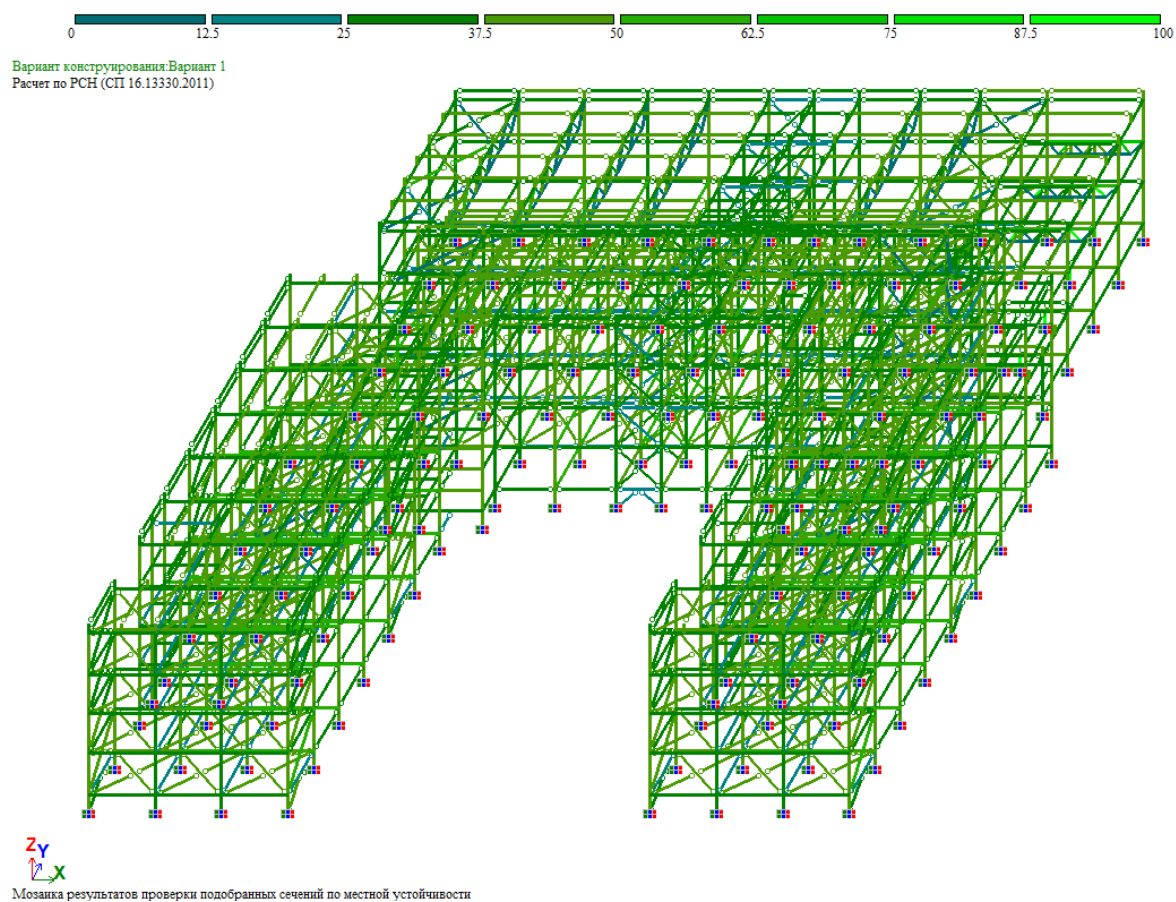


Рисунок 8.1.3 Мозаика результатов проверки подобранных сечений по местной устойчивости

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

35

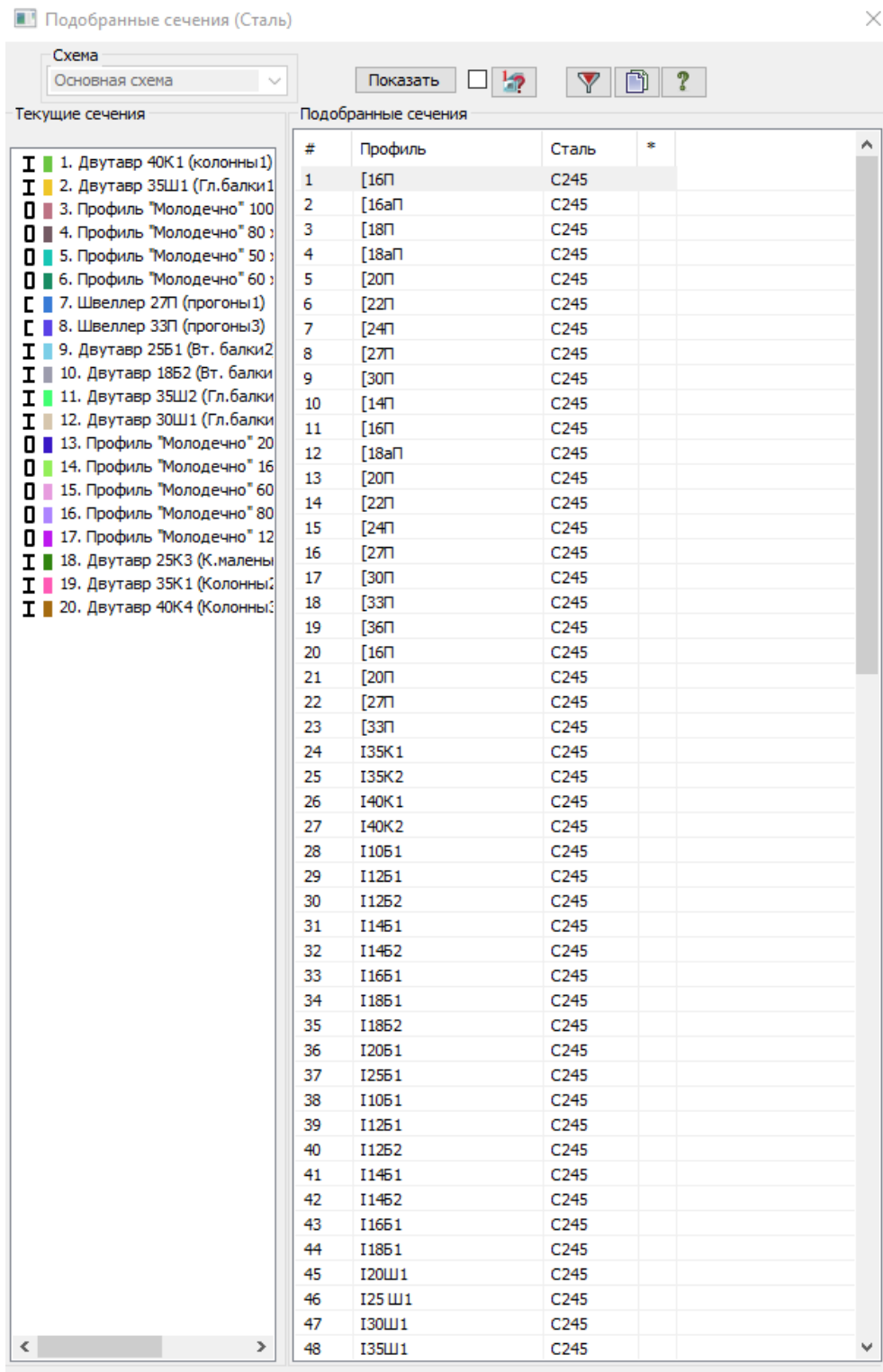





Рисунок 8.1.4 Подобранные сечения




а)

Показать ☐   

Подобранные сечения

#	Профиль	Сталь	*
49	I35Ш1	C245	
50	I35Ш2	C245	
51	I20Ш1	C245	
52	I25Ш1	C245	
53	I30Ш1	C245	
54	I35Ш1	C245	
55	I20Ш1	C245	
56	I25Ш1	C245	
57	I30Ш1	C245	
58	I35Ш1	C245	
59	I35Ш2	C245	
60	I20Ш1	C245	
61	I25Ш1	C245	
62	I30Ш1	C245	
63	I20К1	C245	
64	I30К1	C245	
65	I30К2	C245	
66	I30К4	C245	
67	I35К1	C245	
68	I35К1	C245	
69	I35К2	C245	
70	I40К1	C245	
71	I40К4	C245	
72	II200 x 5	09Г2	
73	II200 x 7	09Г2	
74	II140 x 4	09Г2	
75	II80 x 4	09Г2	
76	Гн. [ ]40 x 2.5	C245	
77	Гн. [ ]40 x 2	C245	
78	Гн. [ ]50 x 2	C245	
79	Гн. [ ]60 x 2	C245	
80	Гн. [ ]50 x 2	C245	

б)

Показать ☐   

Подобранные сечения

#	Профиль	Сталь	*
81	Гн. [ ]60 x 2.5	C245	
82	Гн. [ ]60 x 2	C245	
83	Гн. [ ]60 x 3	C245	
84	II120 x 3	C245	
85	II50 x 2	C245	
86	II50 x 3	C245	
87	II50 x 4	C245	
88	II80 x 2.5	C245	
89	II100 x 4	09Г2	
90	II50 x 4	09Г2	
91	II80 x 4	09Г2	
92	II80 x 5	09Г2	
93	II50 x 4	09Г2	
94	II50 x 5	09Г2	
95	II80 x 4	09Г2	
96	II50 x 2.5	C245	
97	II50 x 2	C245	
98	II50 x 3	C245	
99	II50 x 4	C245	
100	II80 x 2.5	C245	
101	Гн. [ ]40 x 2	C245	
102	Гн. [ ]50 x 2	C245	
103	Гн. [ ]60 x 2	C245	
104	Гн. [ ]60 x 3.5	C245	
105	Гн. [ ]60 x 3	C245	
106	Гн. [ ]60 x 4	C245	
107	Гн. [ ]80 x 3	C245	

Рисунок 8.1.5 Подобранные сечения

## 8.2. Расчетная комбинация Постоянные + временные (без ветра)

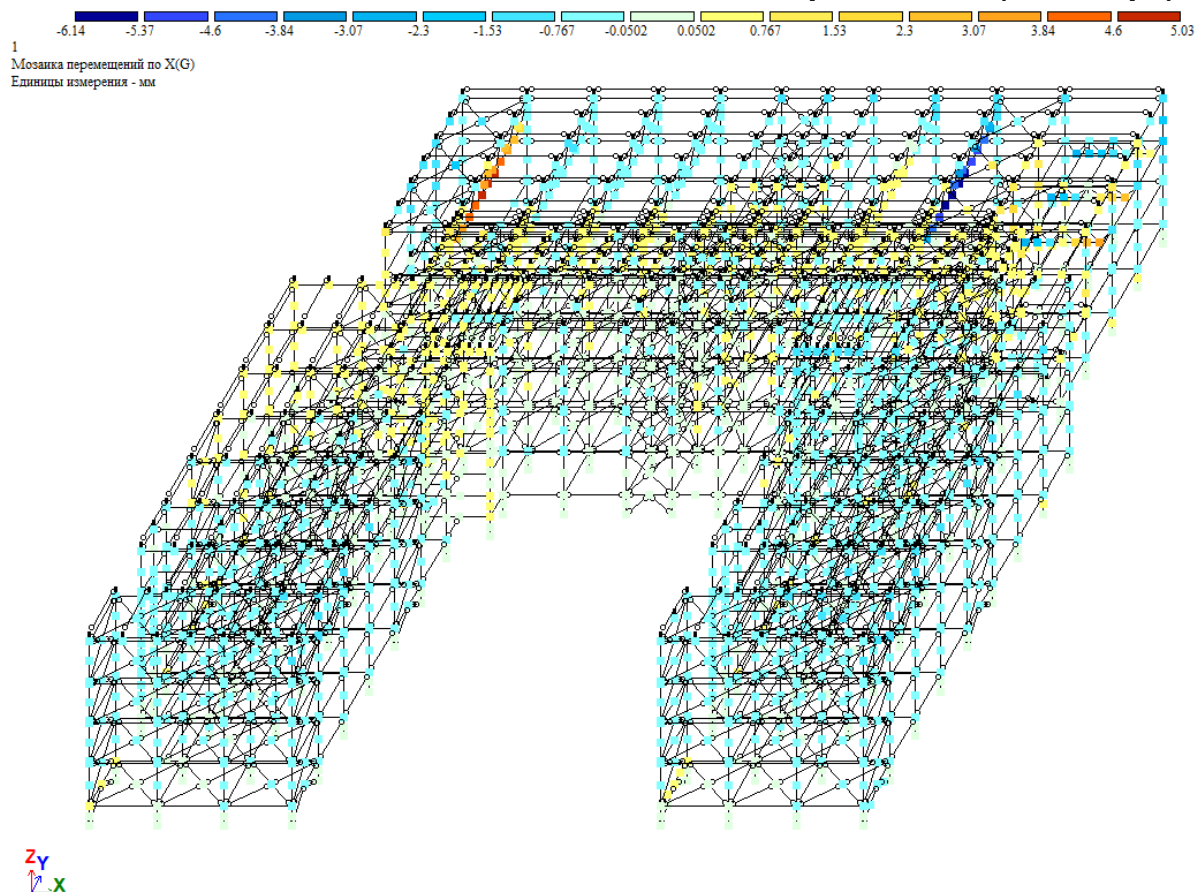


Рисунок 8.2.1 Мозаика перемещения по X, мм

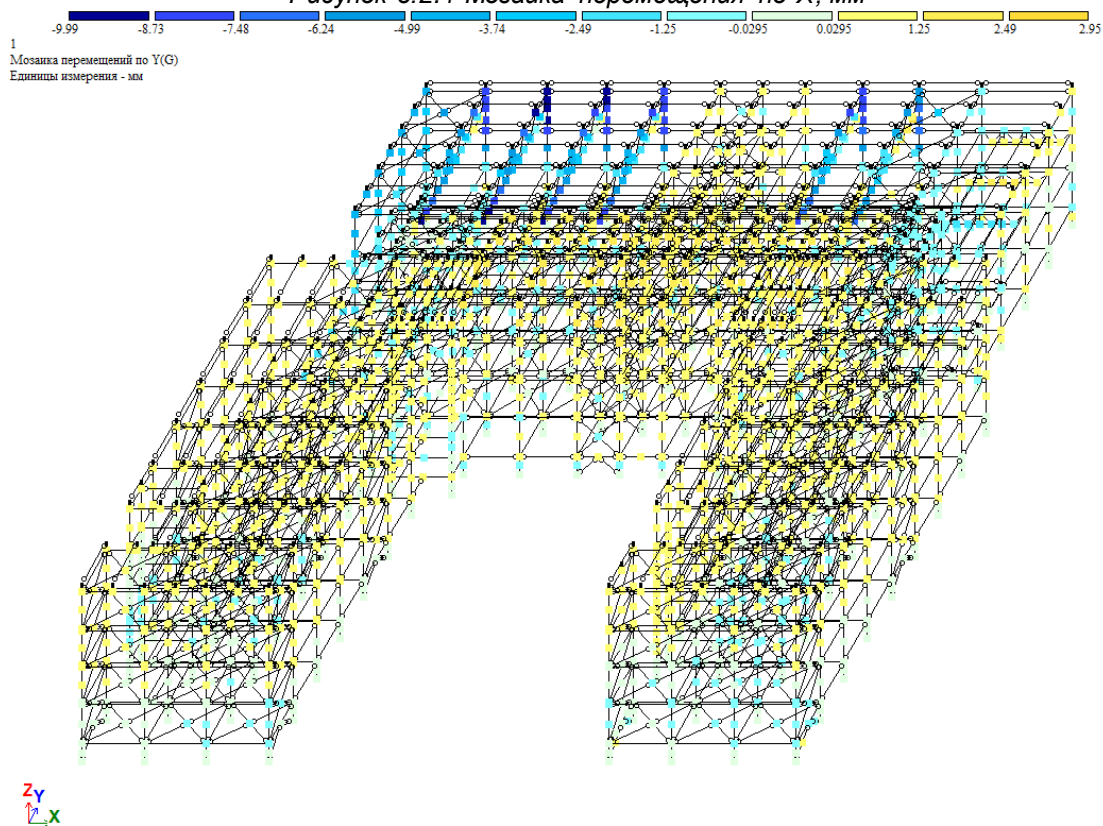


Рисунок 8.2.2 Мозаика перемещения по Y, мм

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

38



1  
Мозаика перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

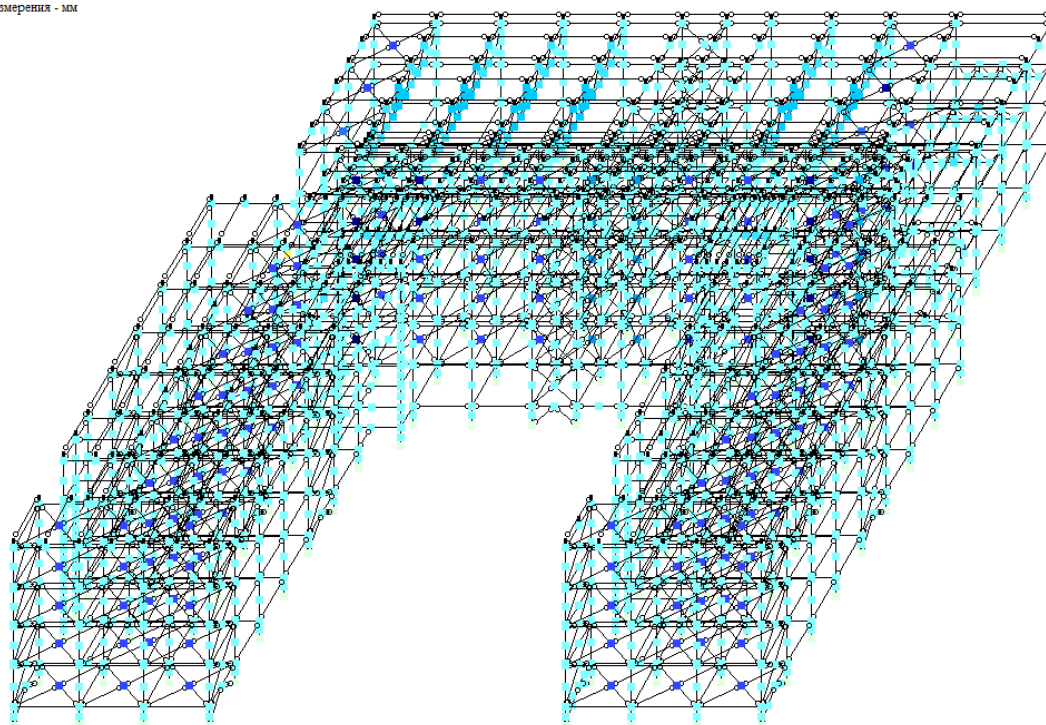


Рисунок 8.2.3 Мозаика перемещения по Z, мм



1  
Мозаика N  
Единицы измерения - т

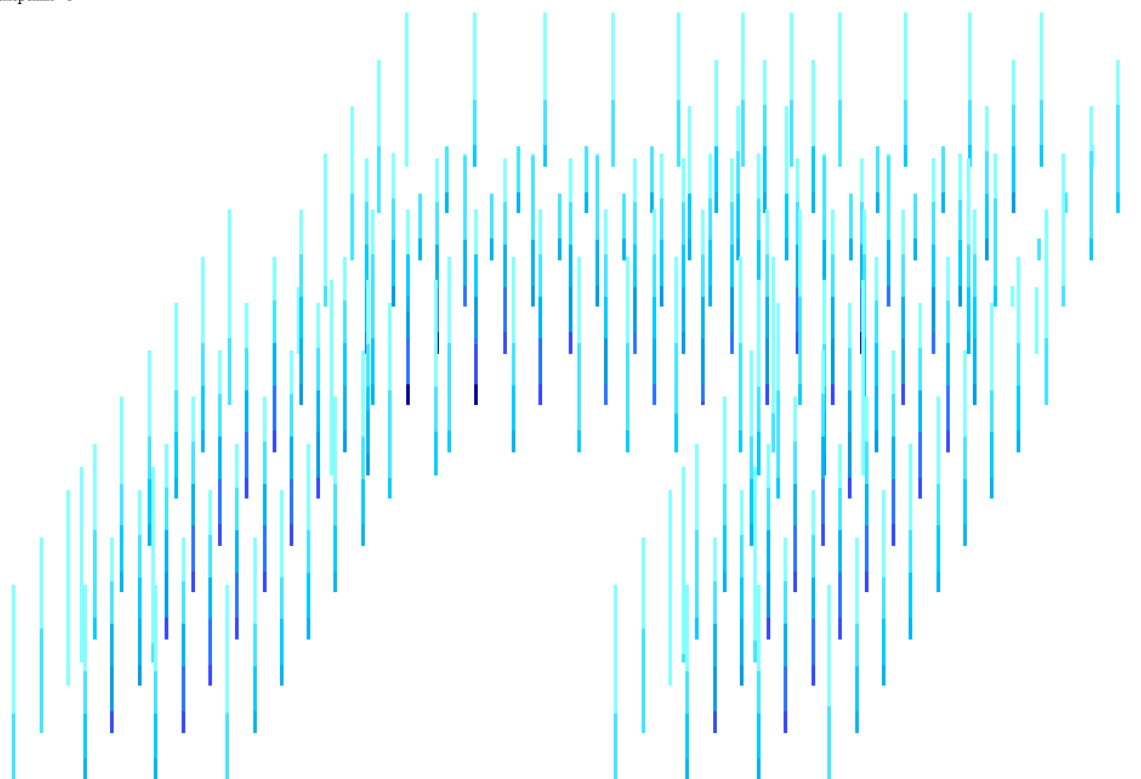


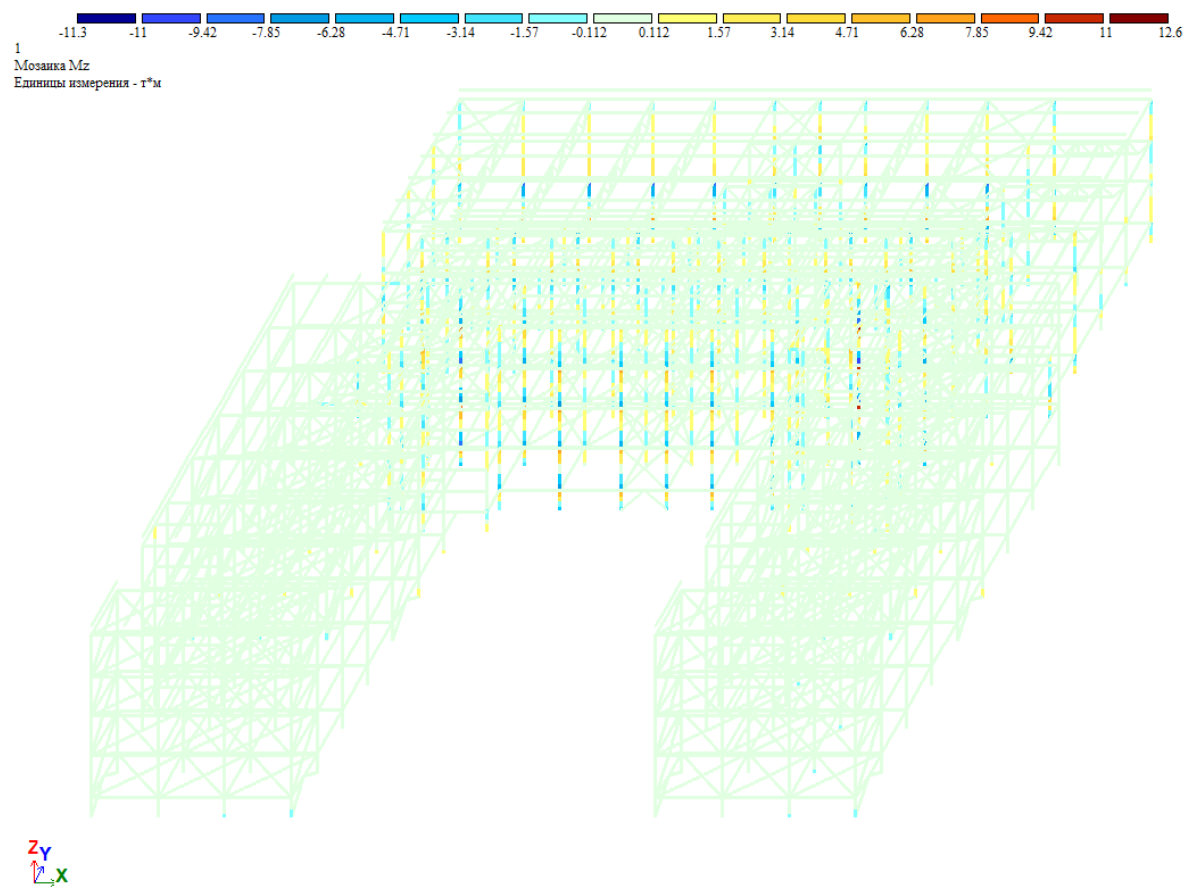
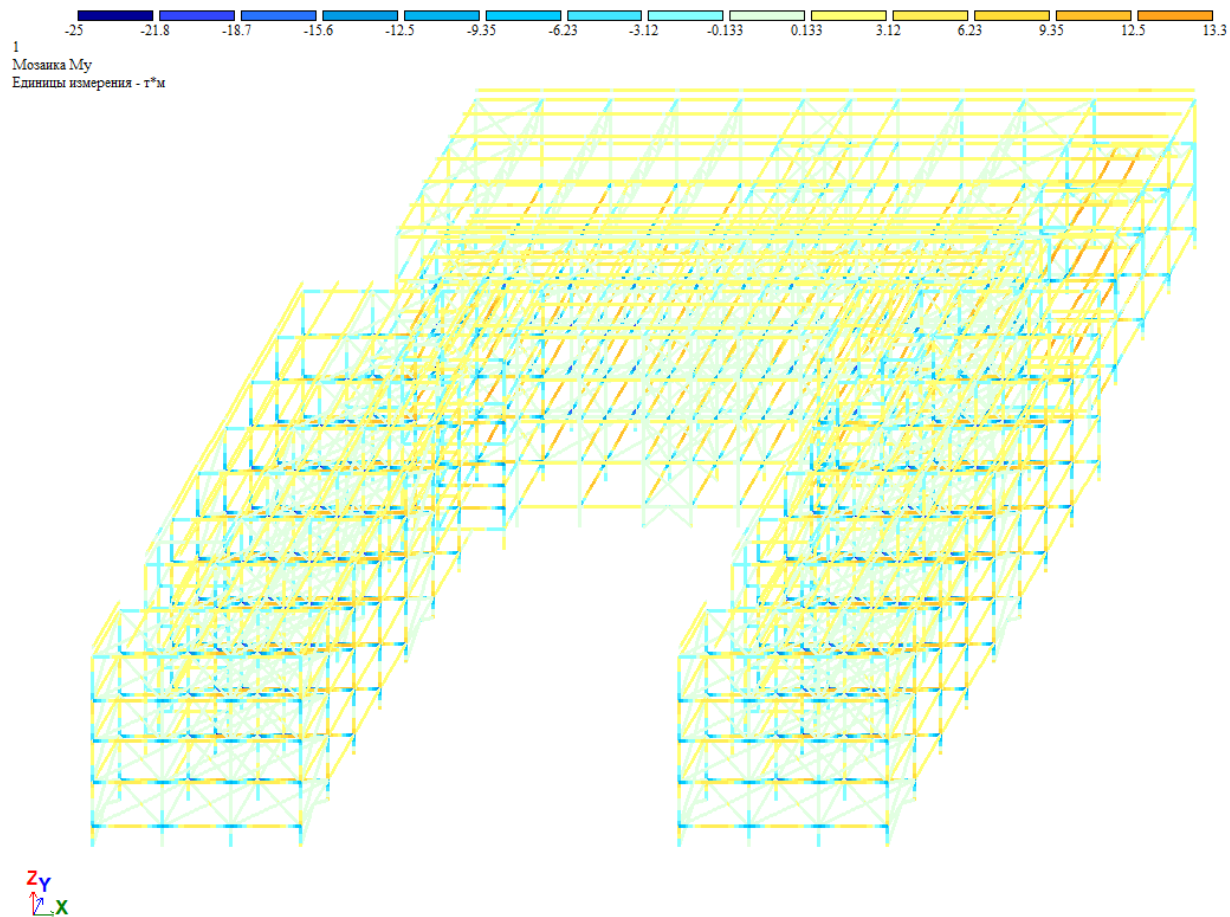
Рисунок 8.2.4 Мозаика усилий N, т

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

39

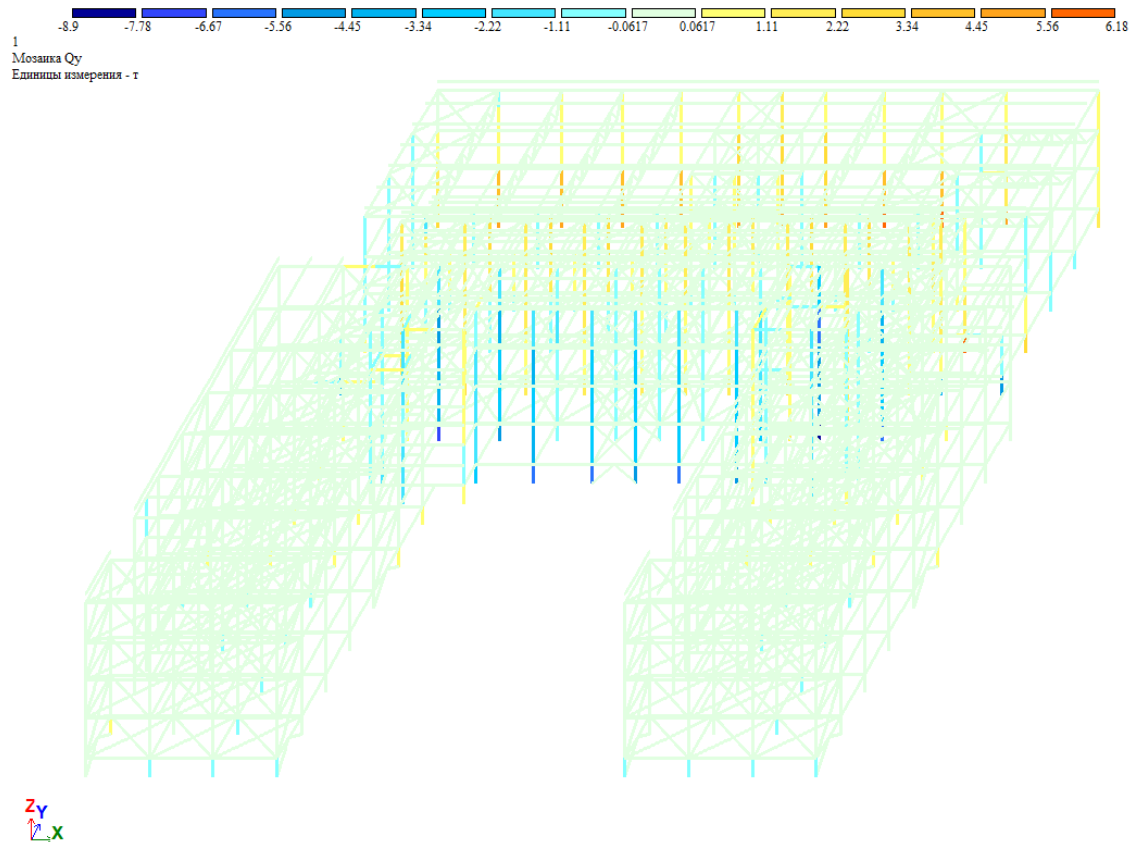
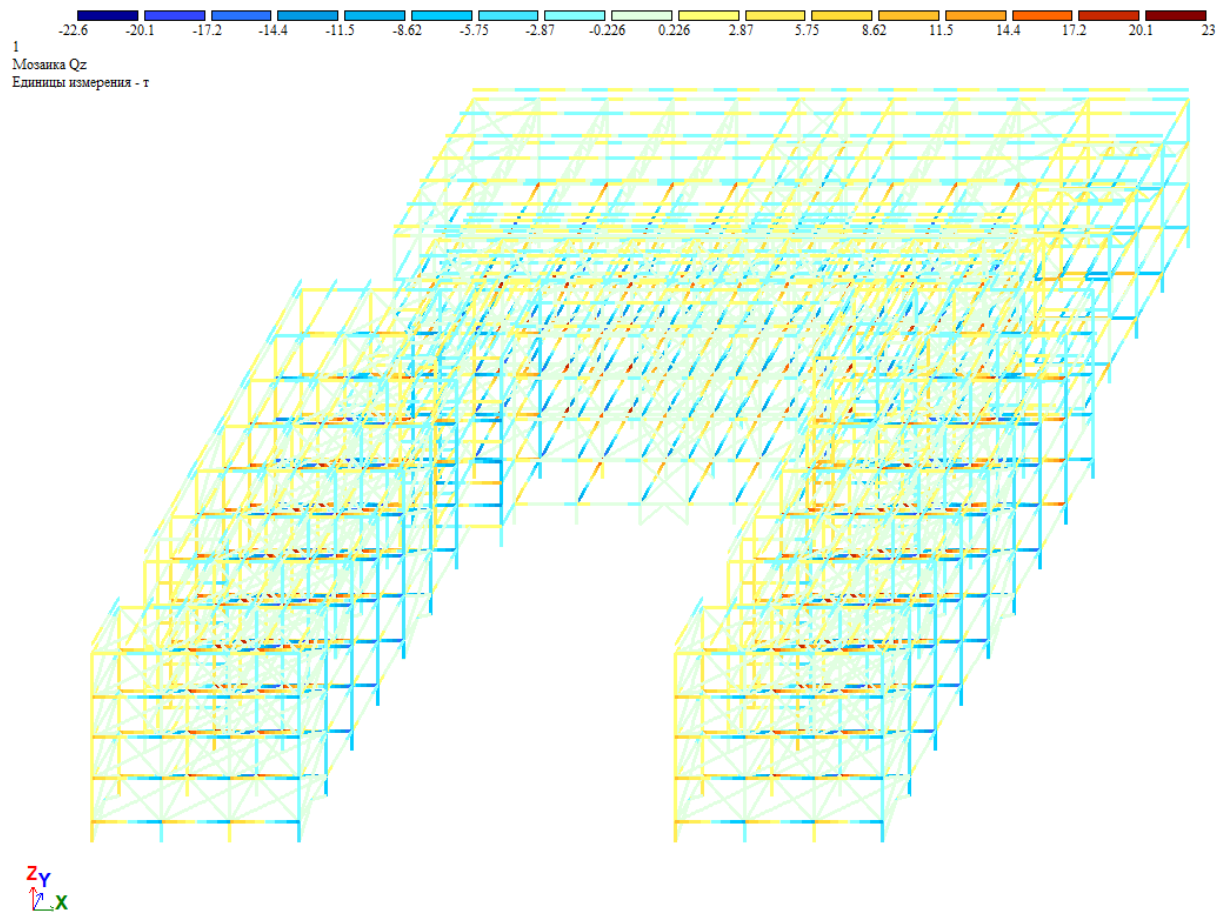


Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

40



Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

41

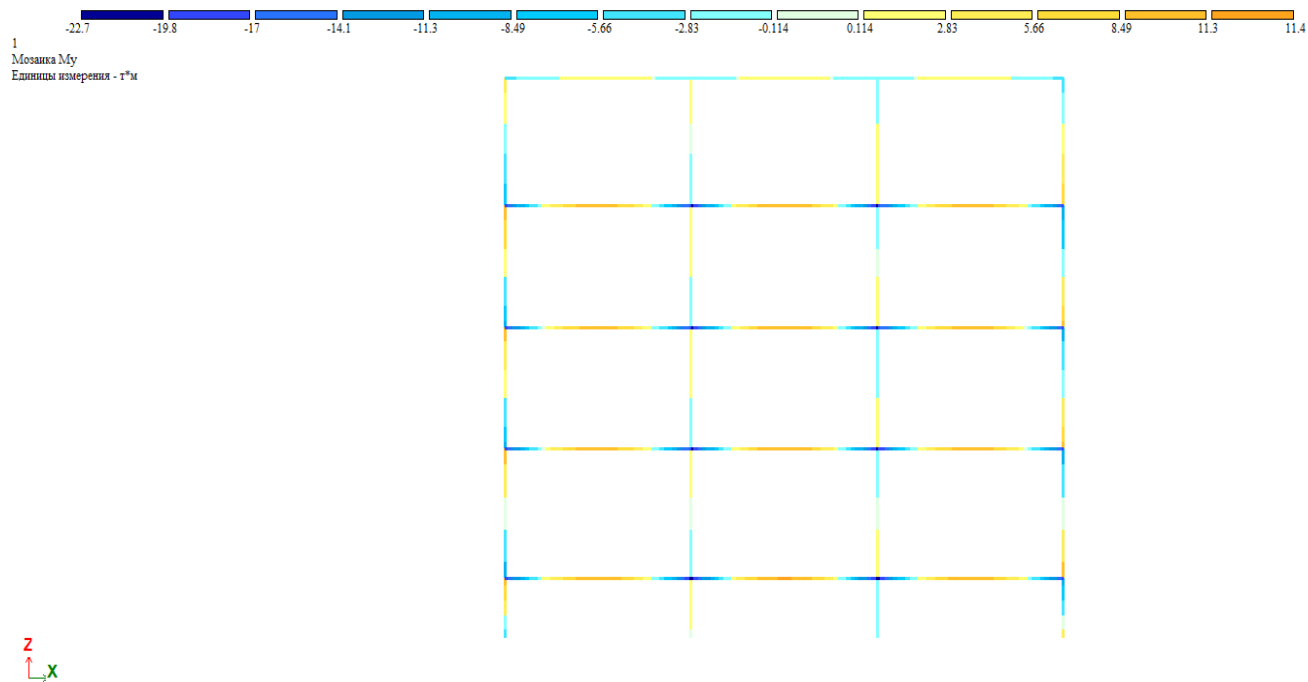


Рисунок 8.2.9 Мозаика усилий  $M_y$  (рама по оси Д), т\*м

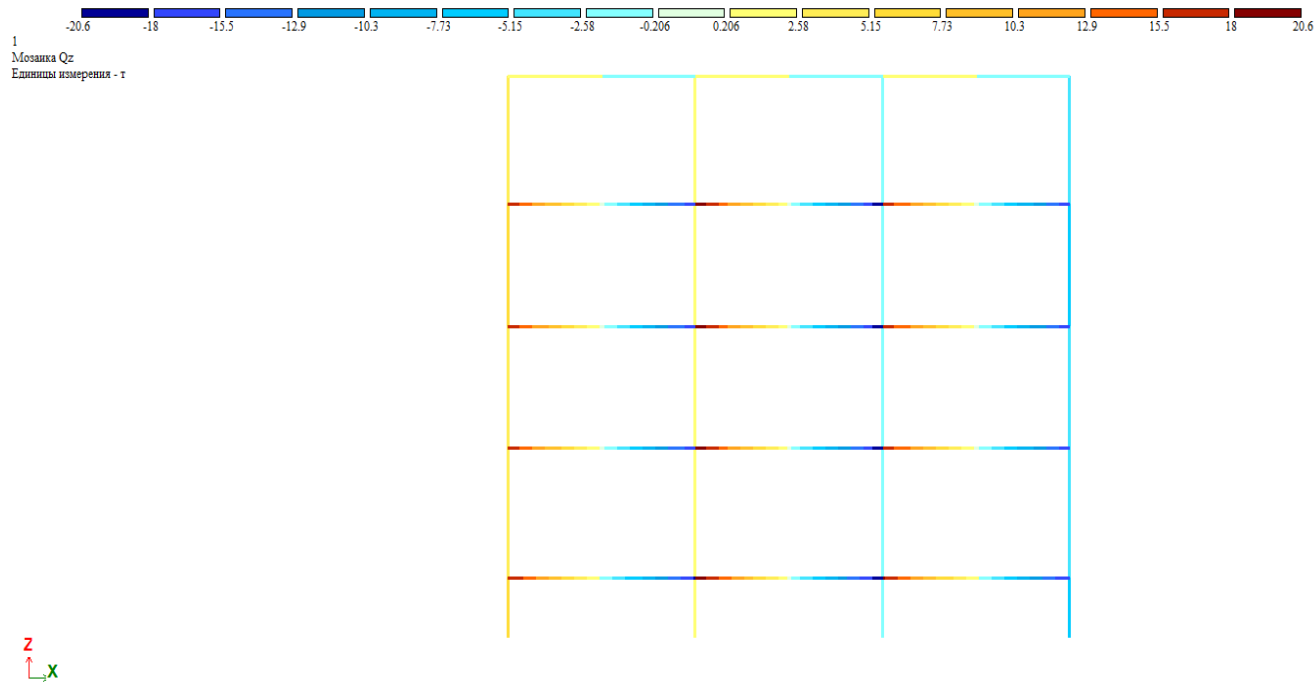


Рисунок 8.2.10 Мозаика усилий  $Q_z$  (рама по оси Д), т

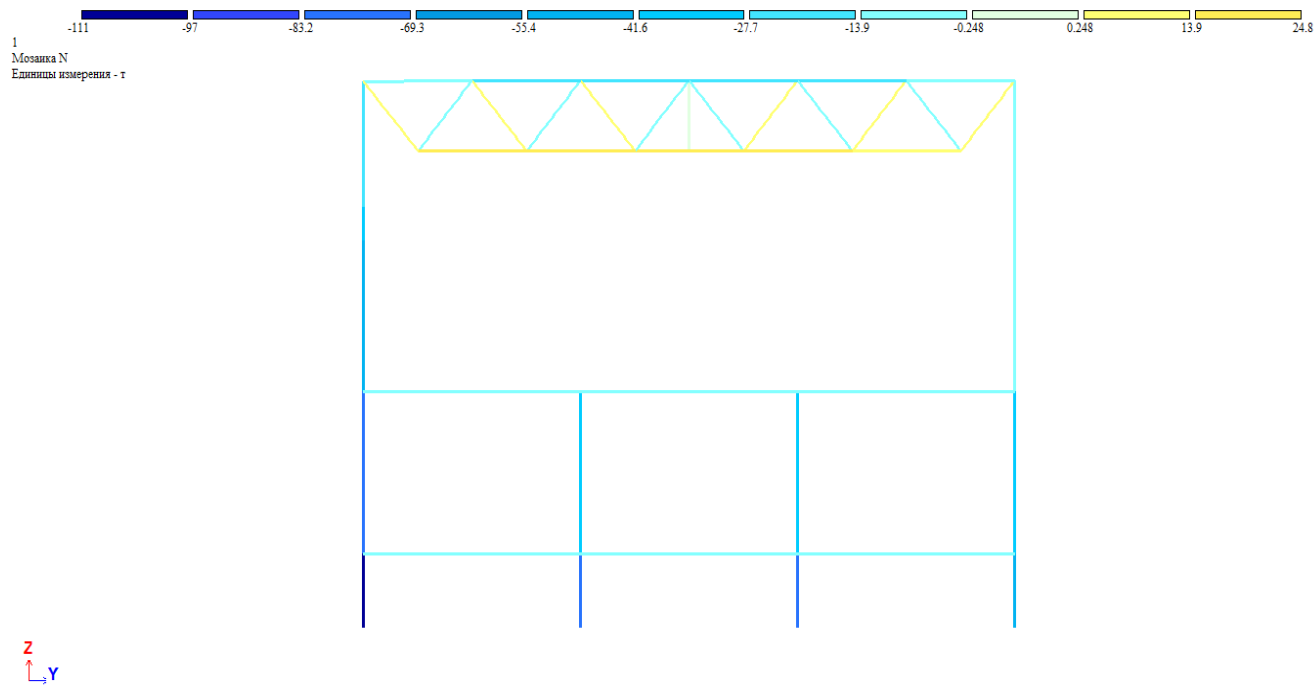


Рисунок 8.2.11 Мозаика усилий N (рама по оси 8а), т

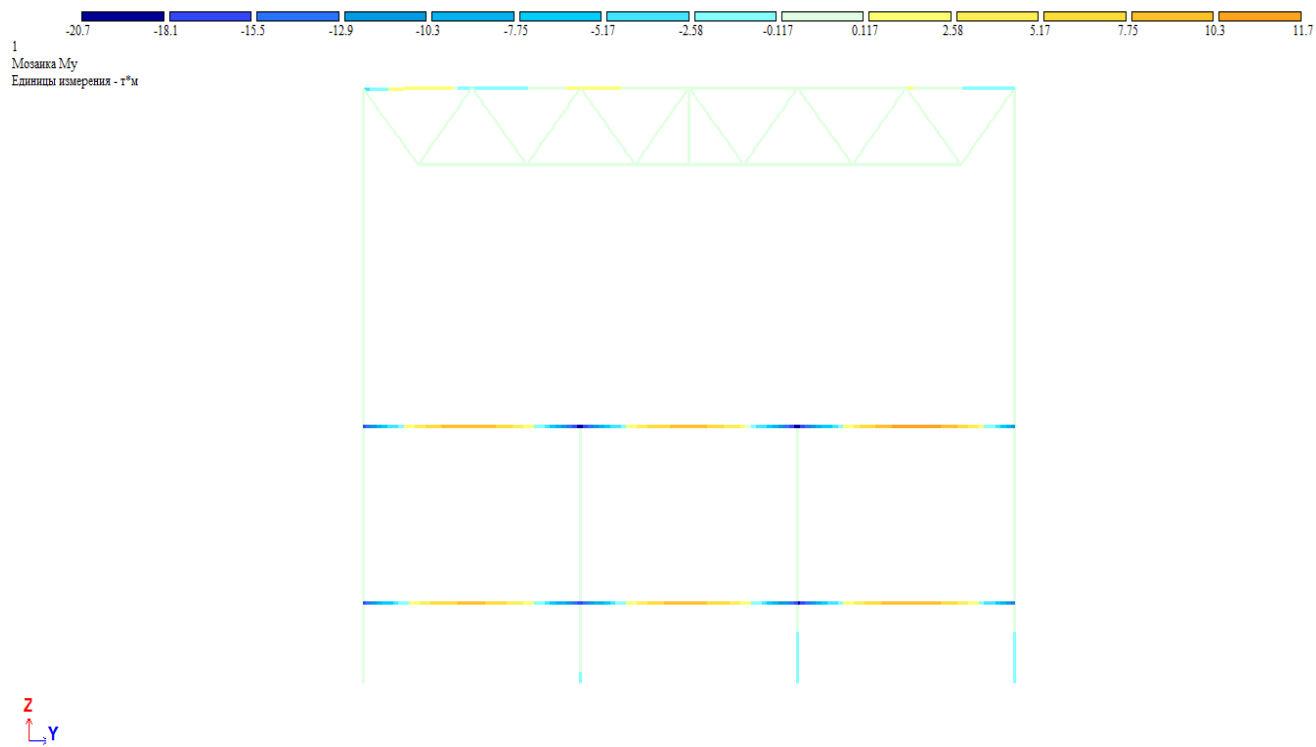


Рисунок 8.2.12 Мозаика усилий Mu (рама по оси 8а), т\*м

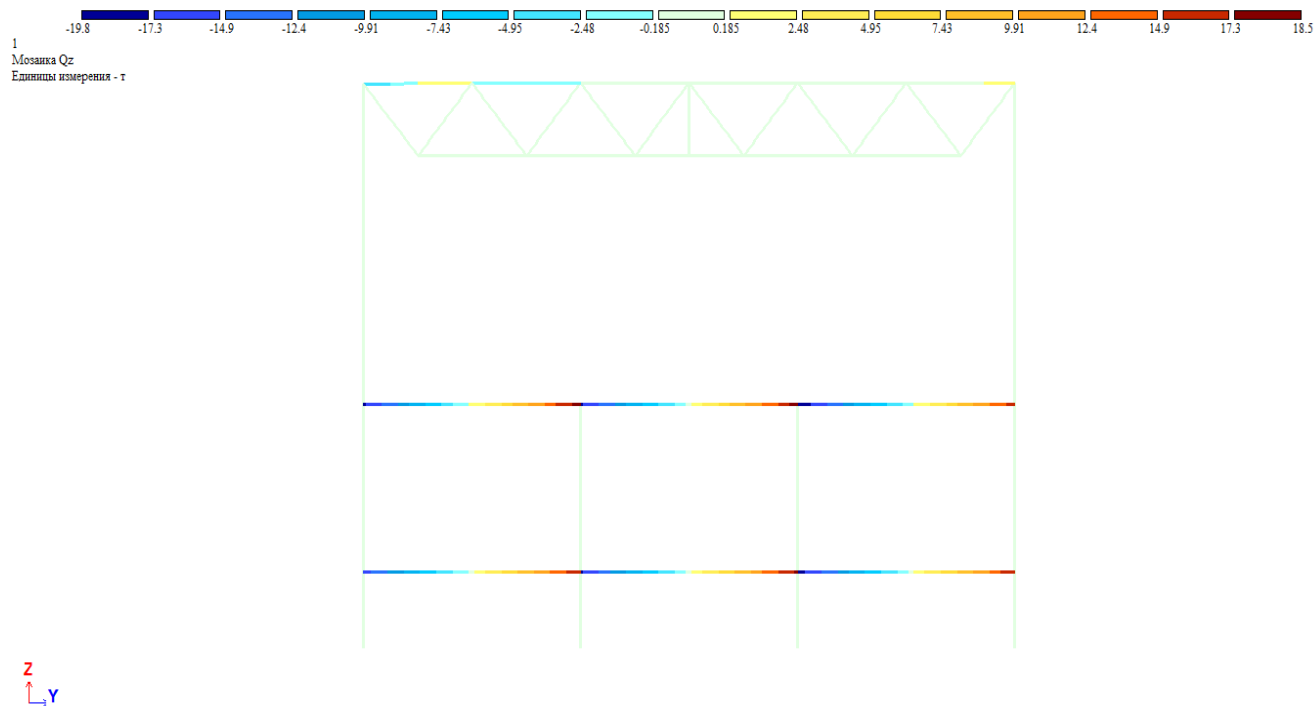


Рисунок 8.2.13 Мозаика усилий Qz (рама по оси 8а), т

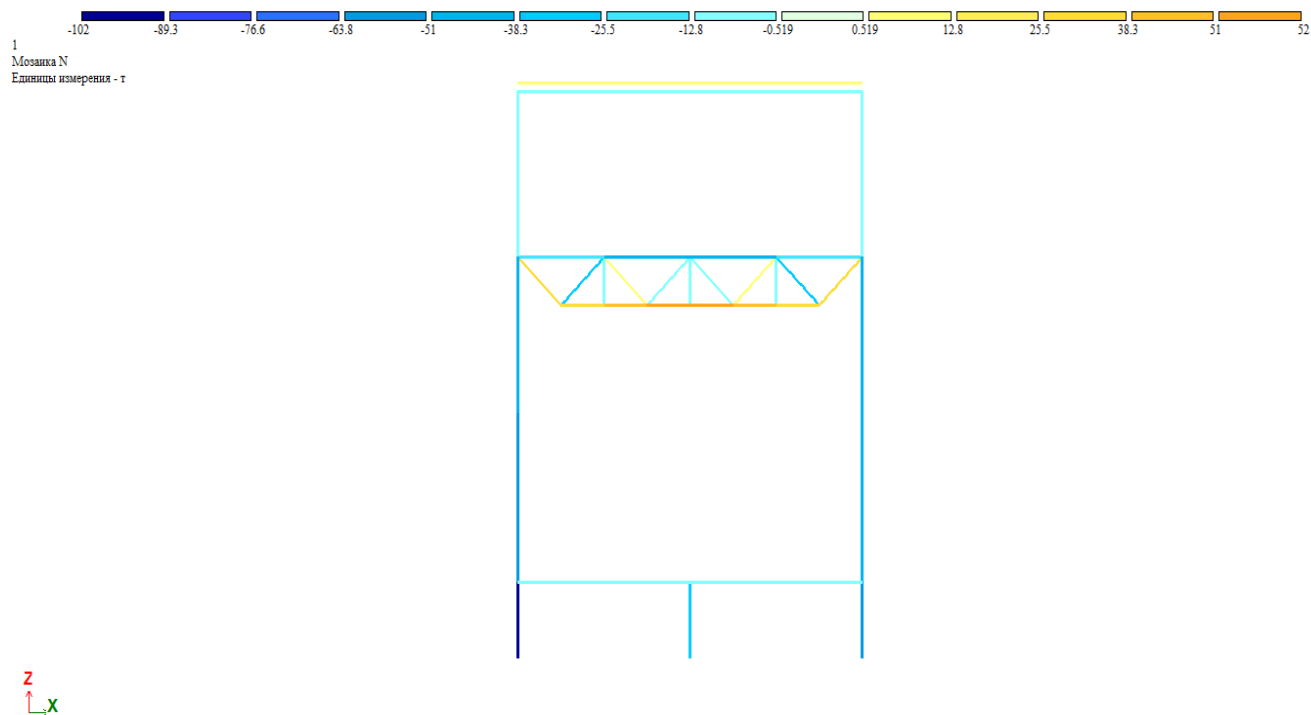


Рисунок 8.2.14 Мозаика усилий N (рама по оси P), т

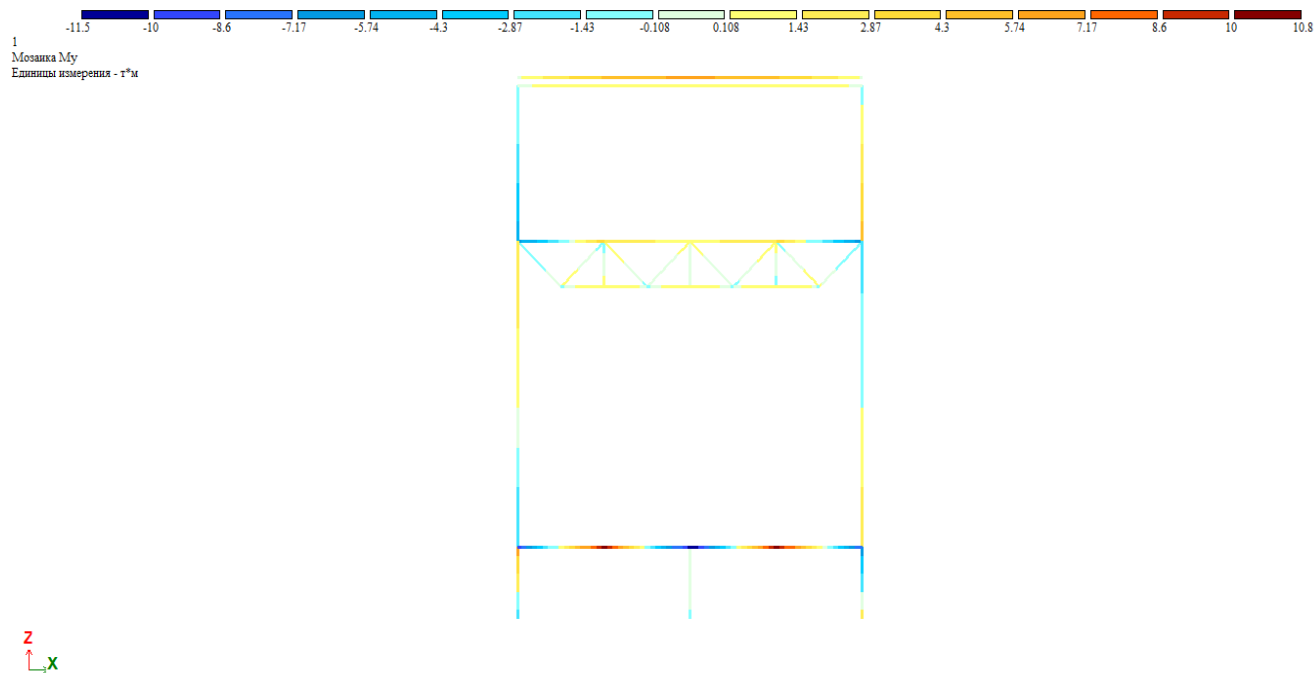


Рисунок 8.2.15 Мозаика усилий  $M_y$  (рама по оси  $P$ ), т\*м

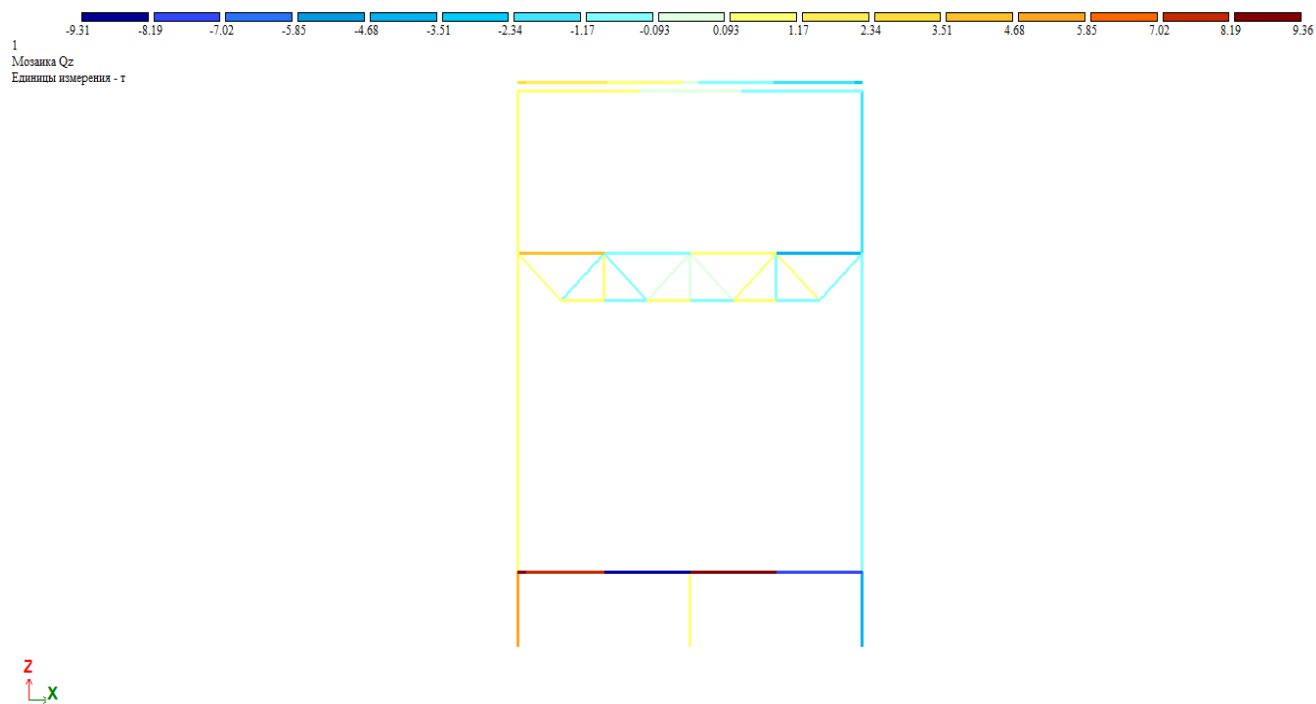


Рисунок 8.2.16 Мозаика усилий  $Q_z$  (рама по оси  $P$ ), т

### 8.3. Расчетная комбинация Постоянные + временные (с ветром X + пульсация)

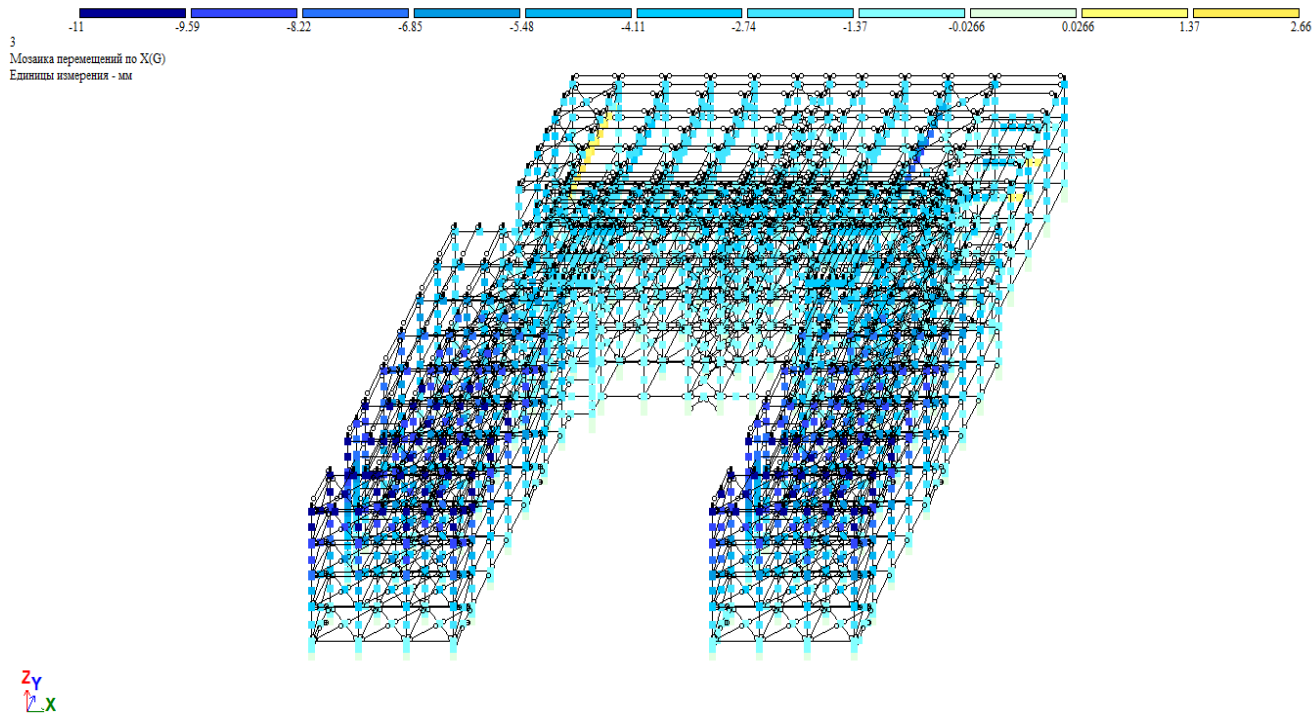


Рисунок 8.3.1 Мозаика перемещения по X, мм

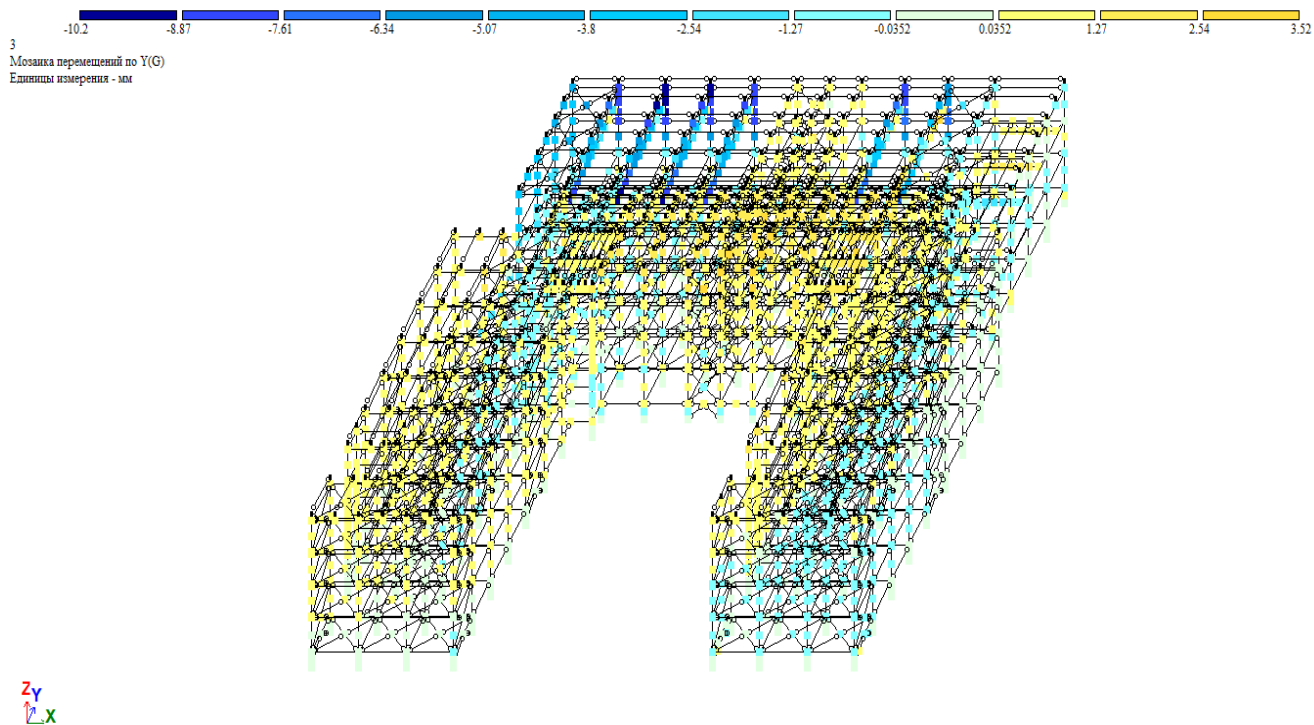


Рисунок 8.3.2 Мозаика перемещения по Y, мм

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

46

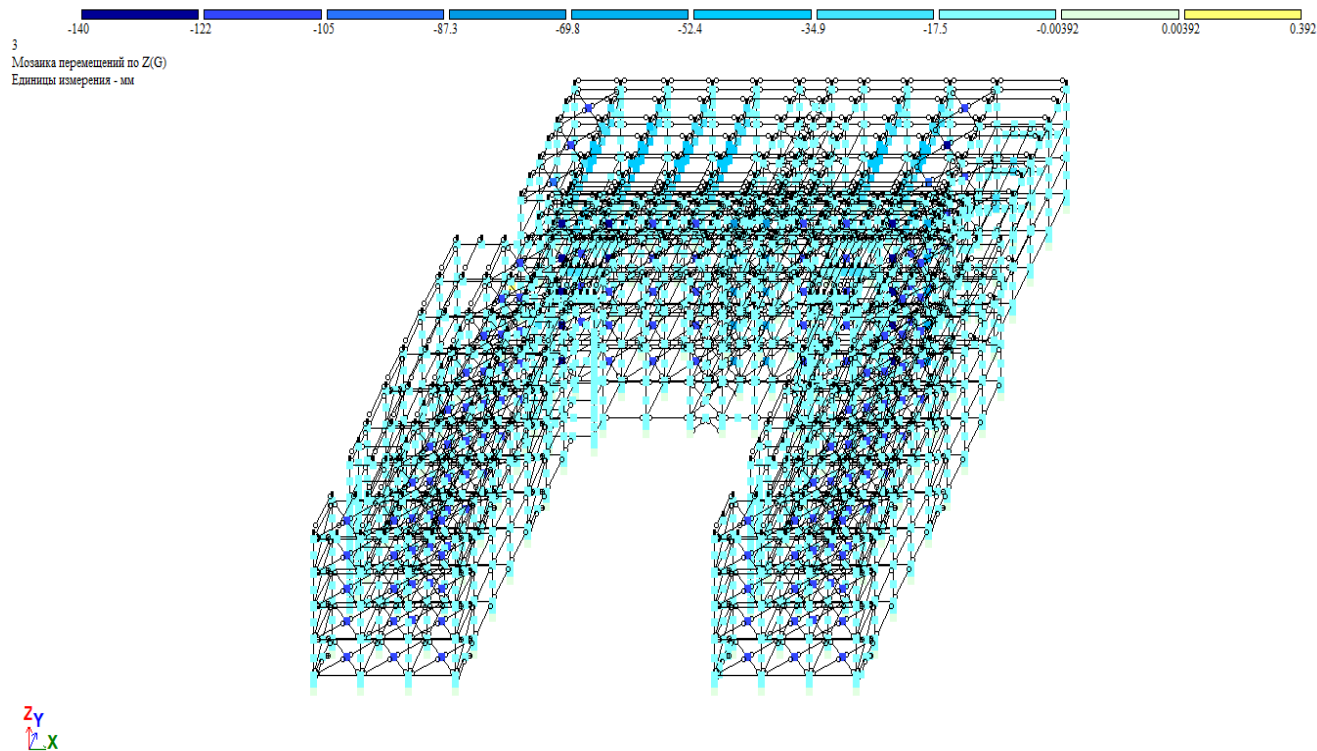


Рисунок 8.3.3 Мозаика перемещения по Z, мм

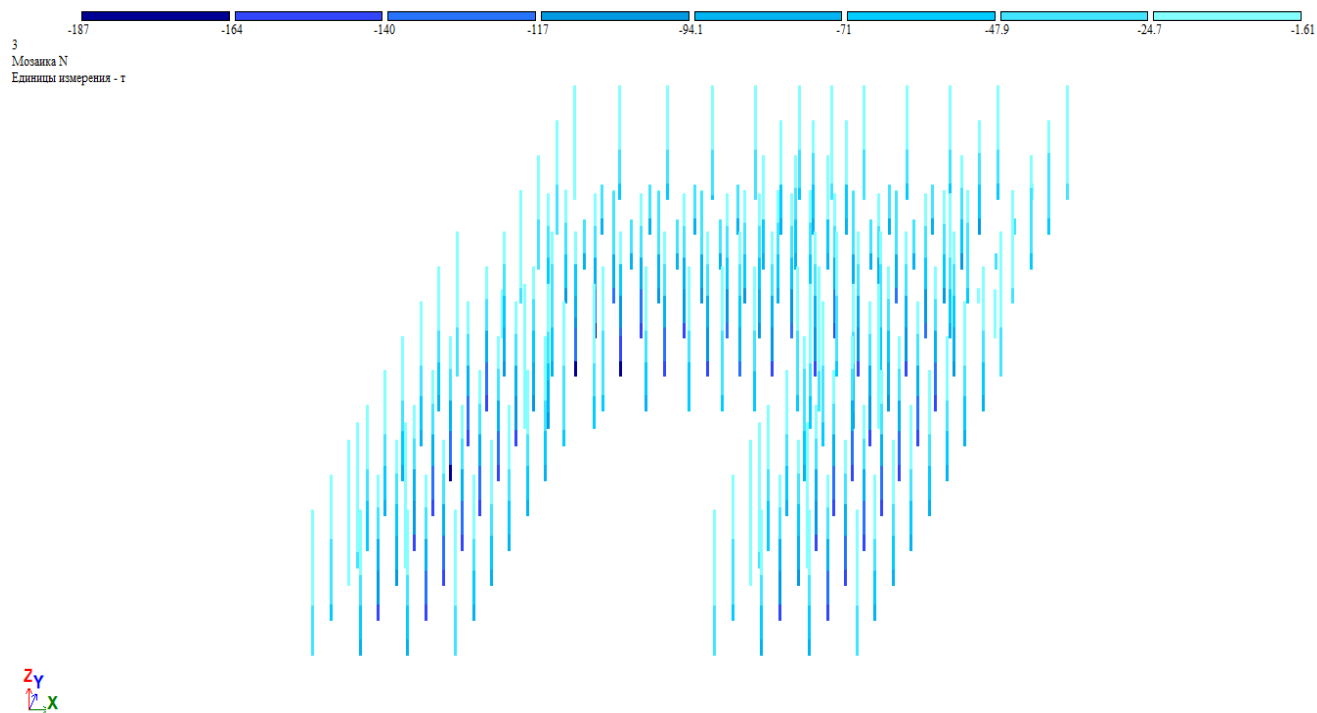


Рисунок 8.3.4 Мозаика усилий N, т

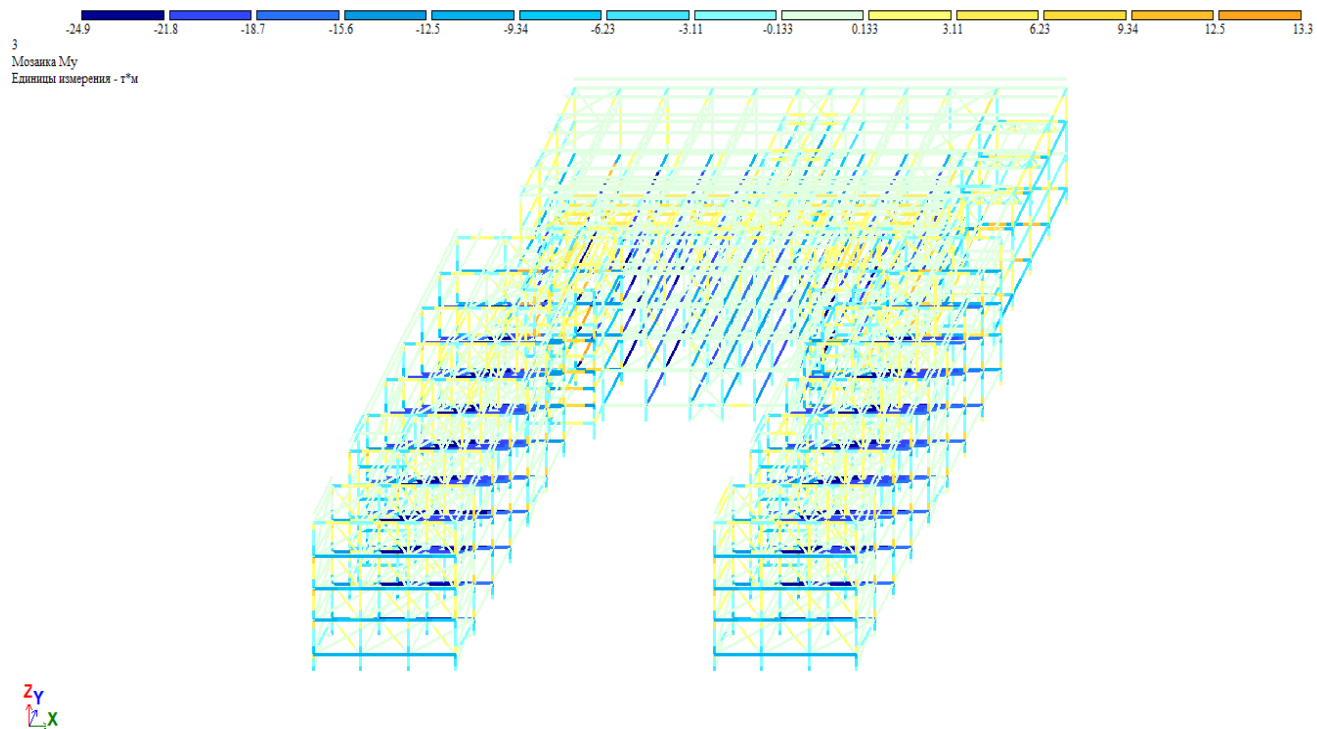


Рисунок 8.3.5 Мозаика усилий  $M_y$ , т·м

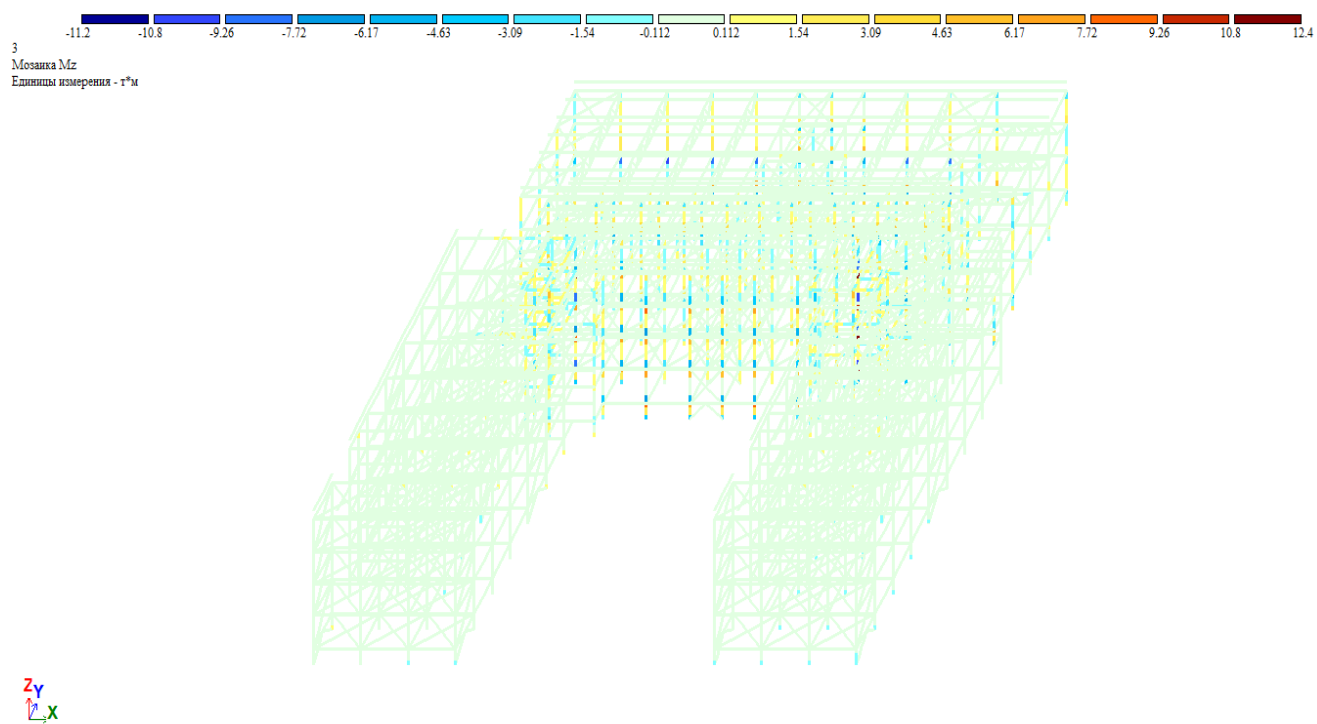
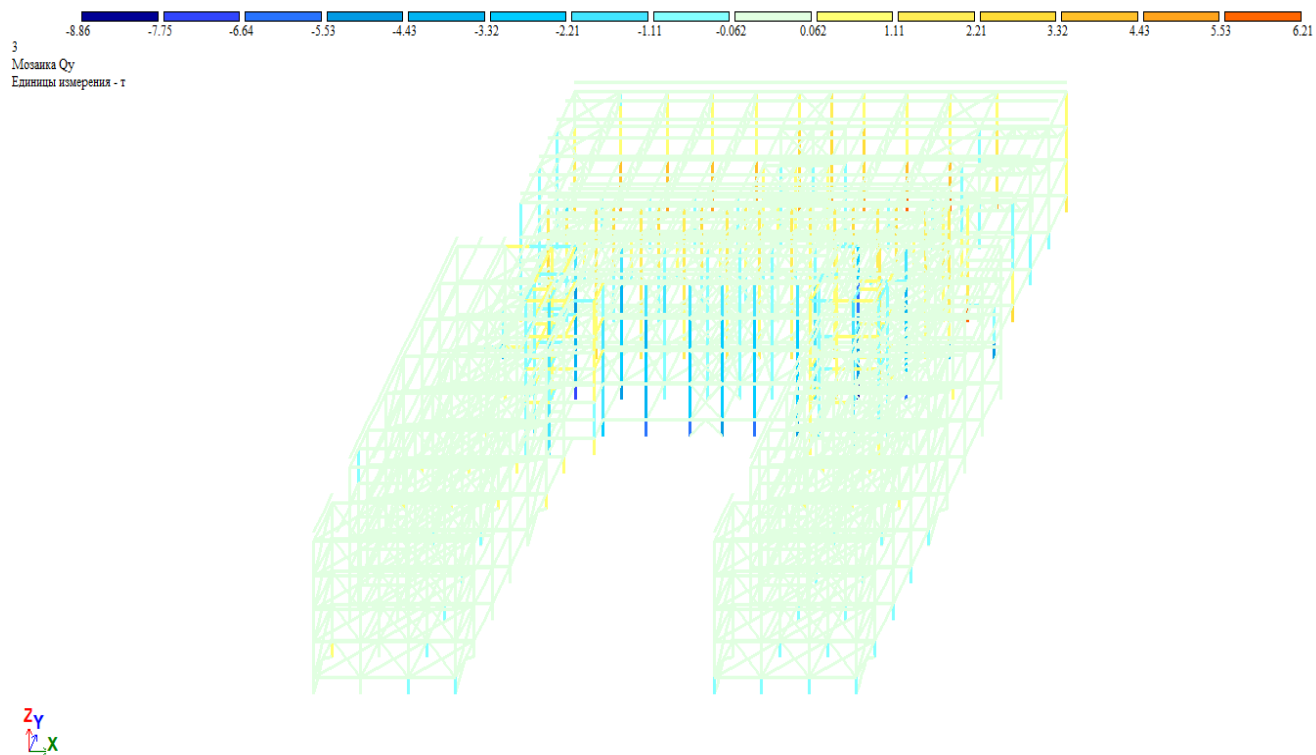
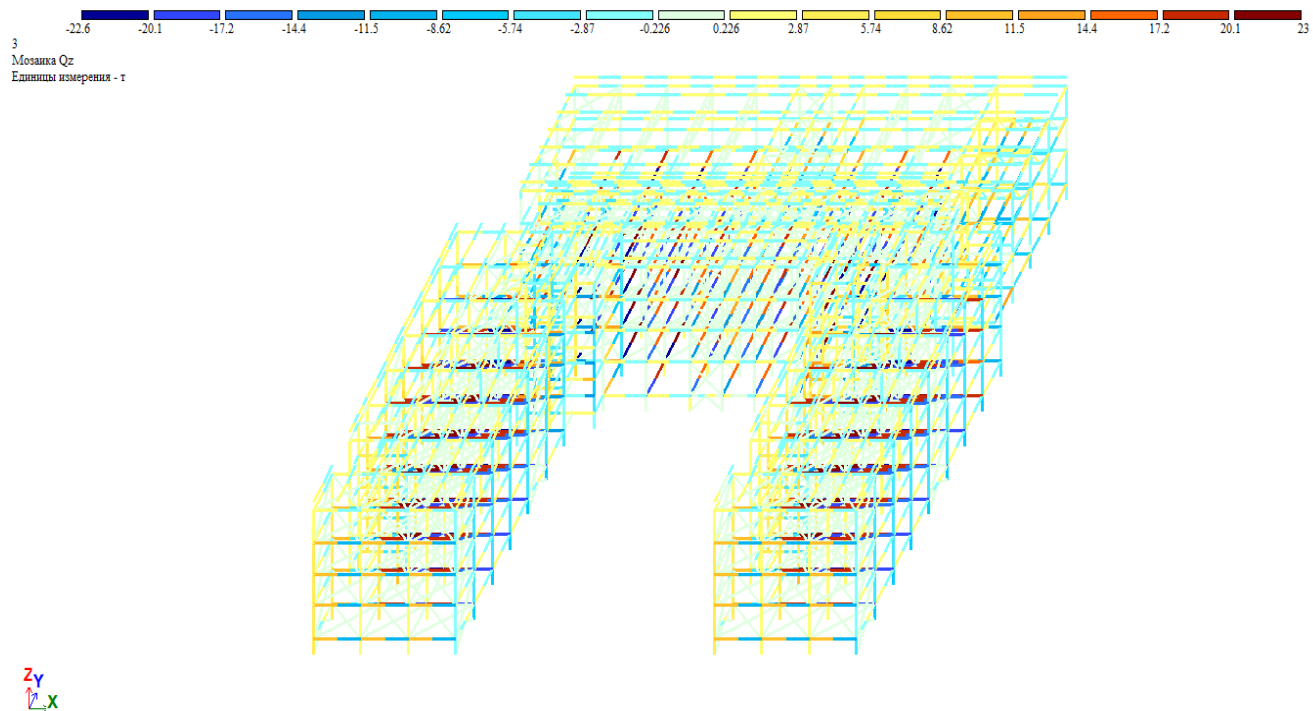


Рисунок 8.3.6 Мозаика усилий  $M_z$ , т·м



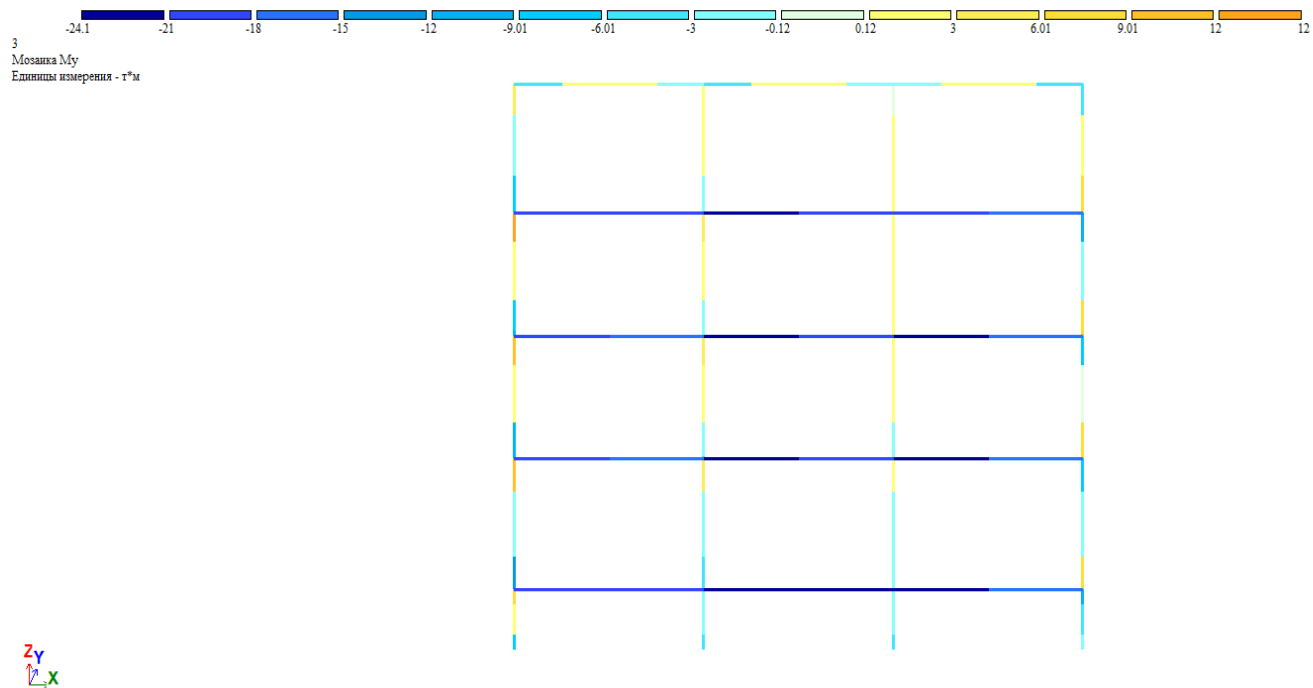


Рисунок 8.3.9 Мозаика усилий  $M_y$  (рама по оси Д), т\*м

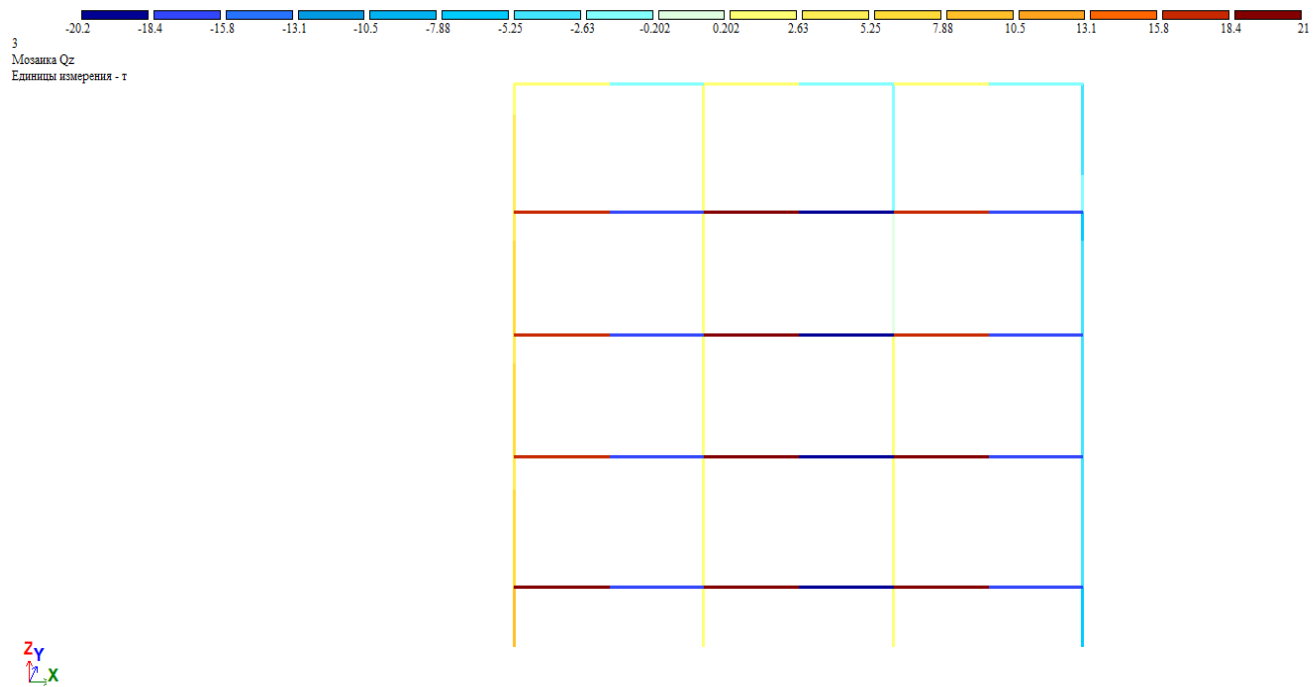


Рисунок 8.3.10 Мозаика усилий  $Q_z$  (рама по оси Д), т

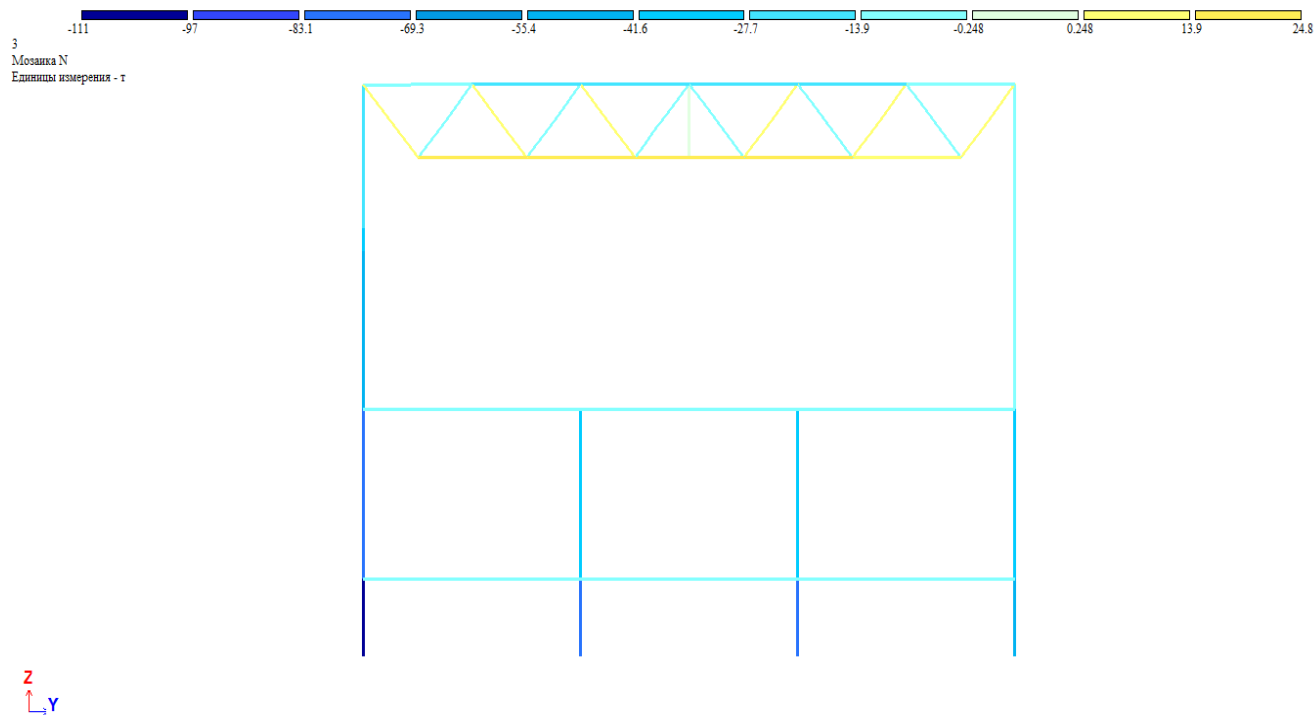


Рисунок 8.3.11 Мозаика усилий N (рама по оси 8а), т

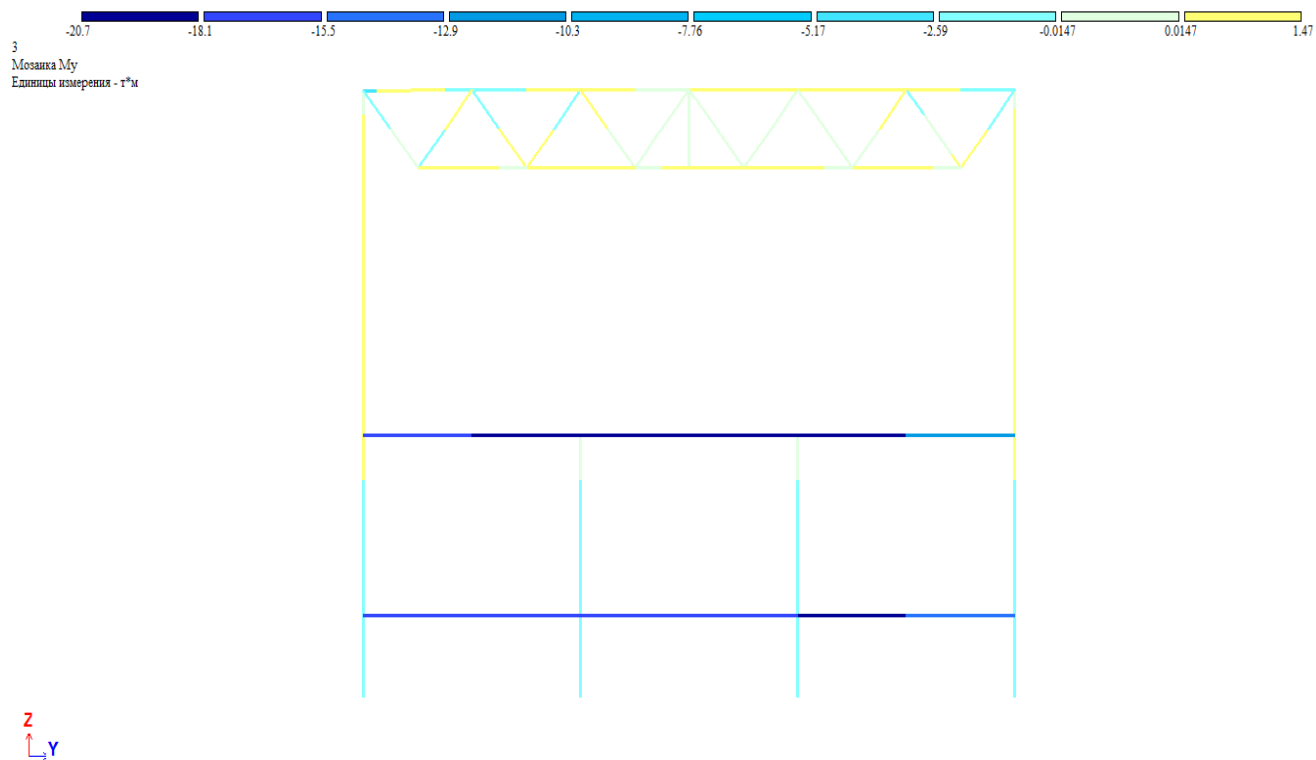


Рисунок 8.3.12 Мозаика усилий Mu (рама по оси 8а), т\*м

						К_И_82084121	Лист
							51
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

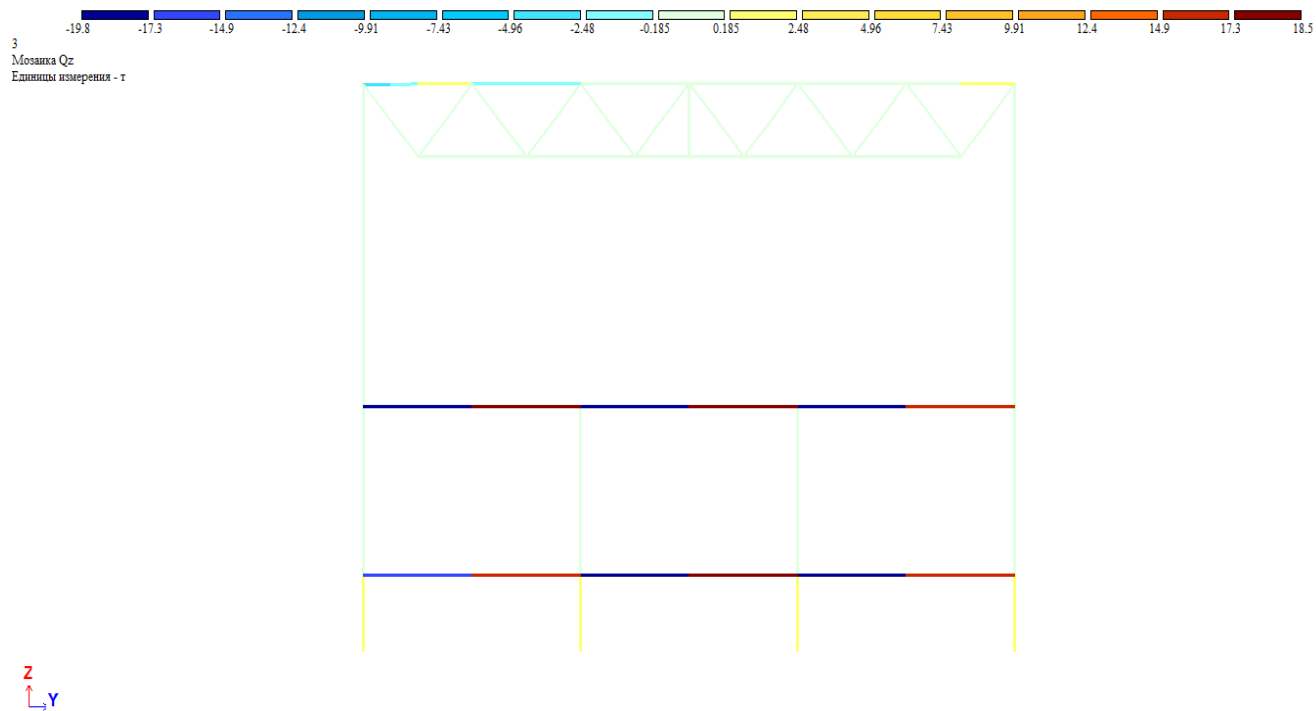


Рисунок 8.3.13 Мозаика усилий Qz (рама по оси 8a), т

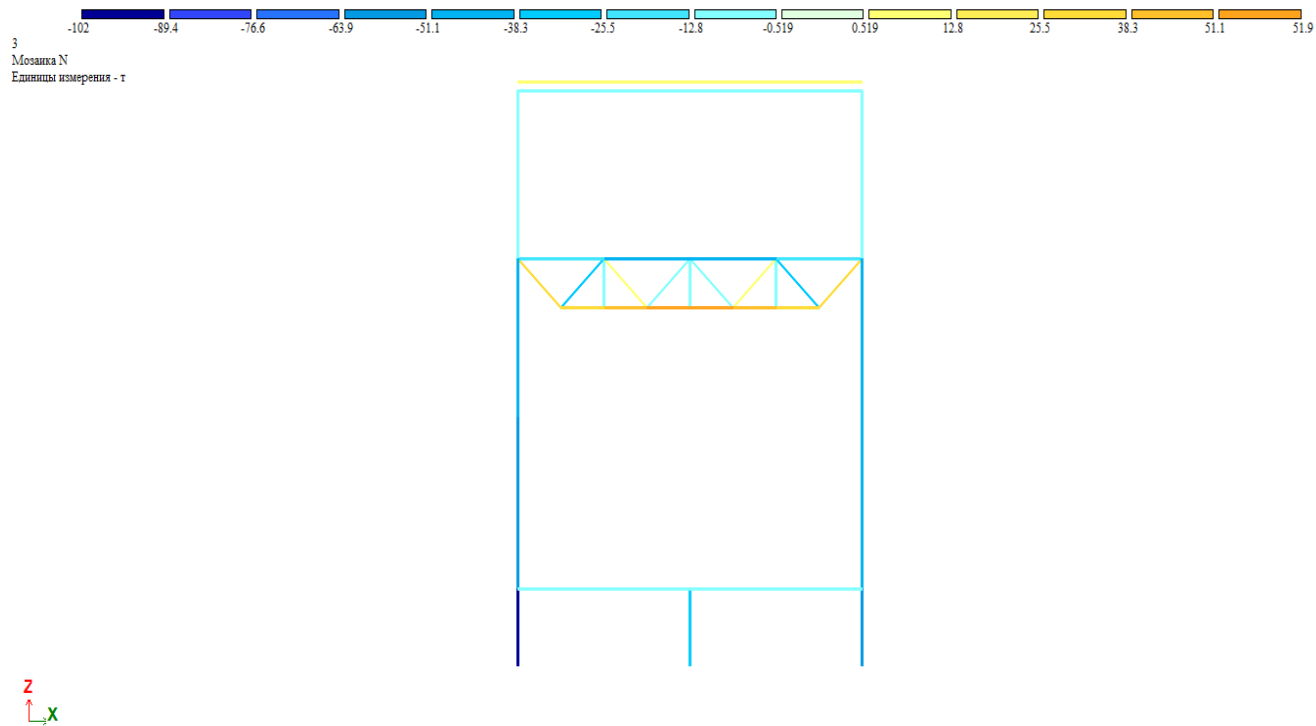


Рисунок 8.3.14 Мозаика усилий N (рама по оси P), т

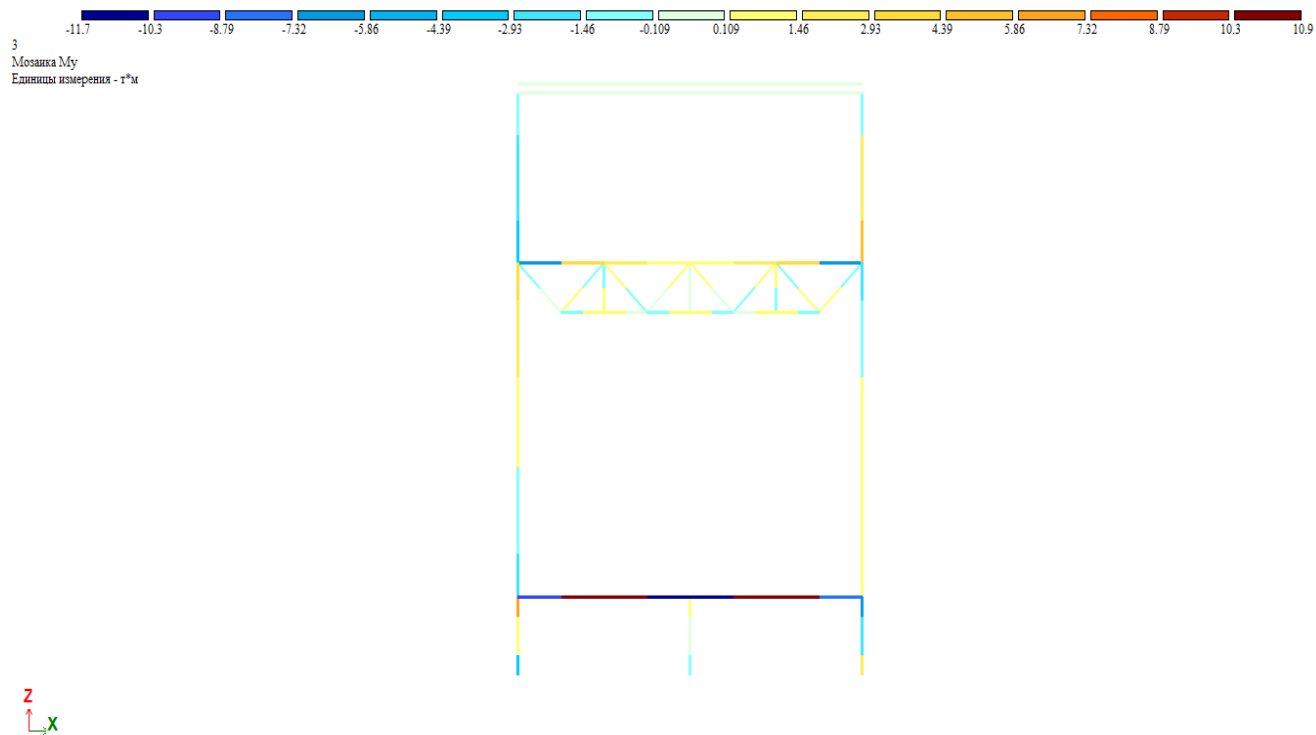


Рисунок 8.3.15 Мозаика усилий  $M_y$  (рама по оси  $P$ ), т\*м

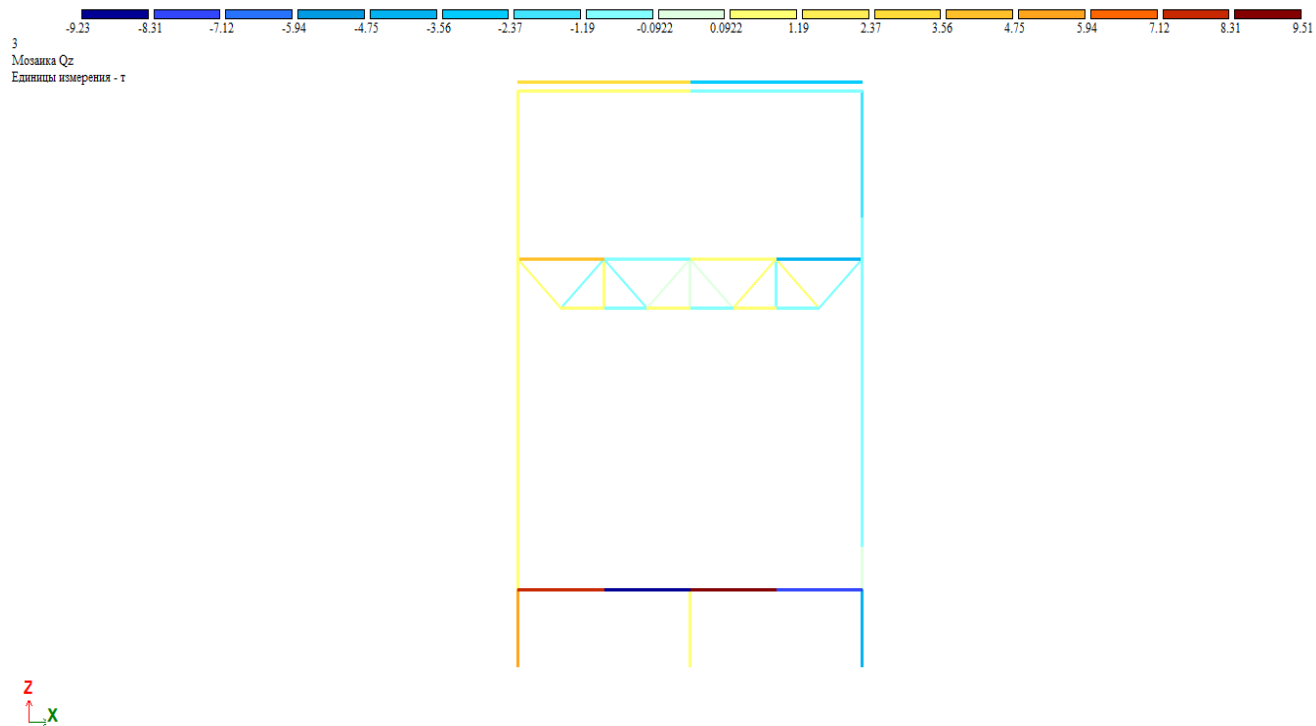


Рисунок 8.3.16 Мозаика усилий  $Q_z$  (рама по оси  $P$ ), т

## 8.4. Расчетная комбинация Постоянные + временные (с ветром У + пульсация)

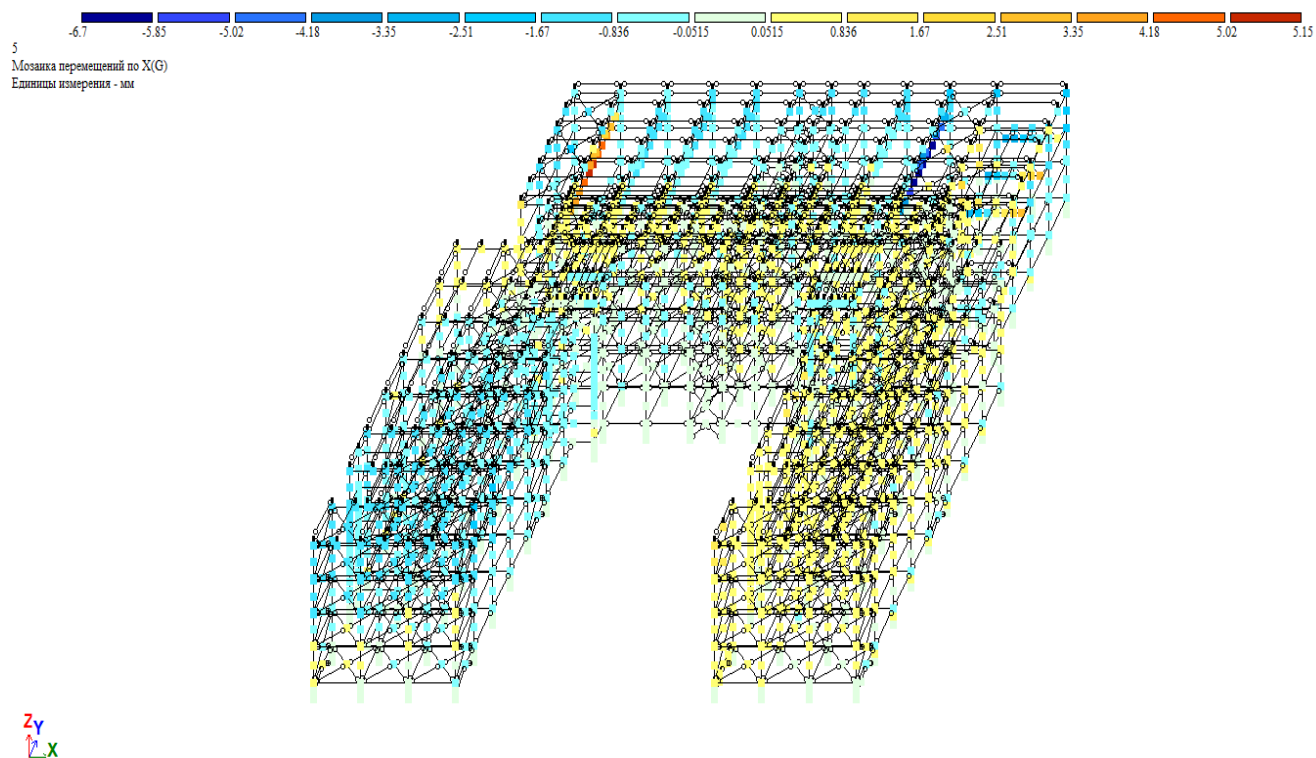


Рисунок 8.4.1 Мозаика перемещения по X, мм

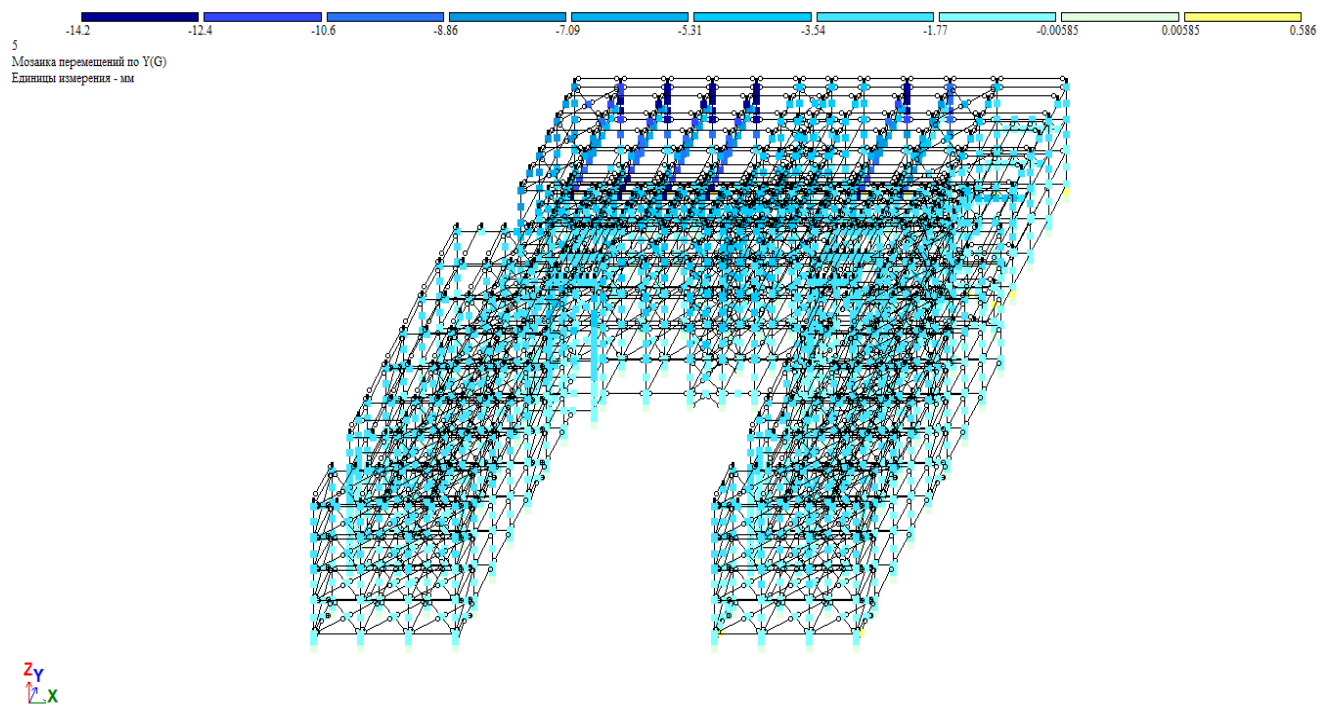


Рисунок 8.4.2 Мозаика перемещения по Y, мм

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

К\_И\_82084121

Лист

54

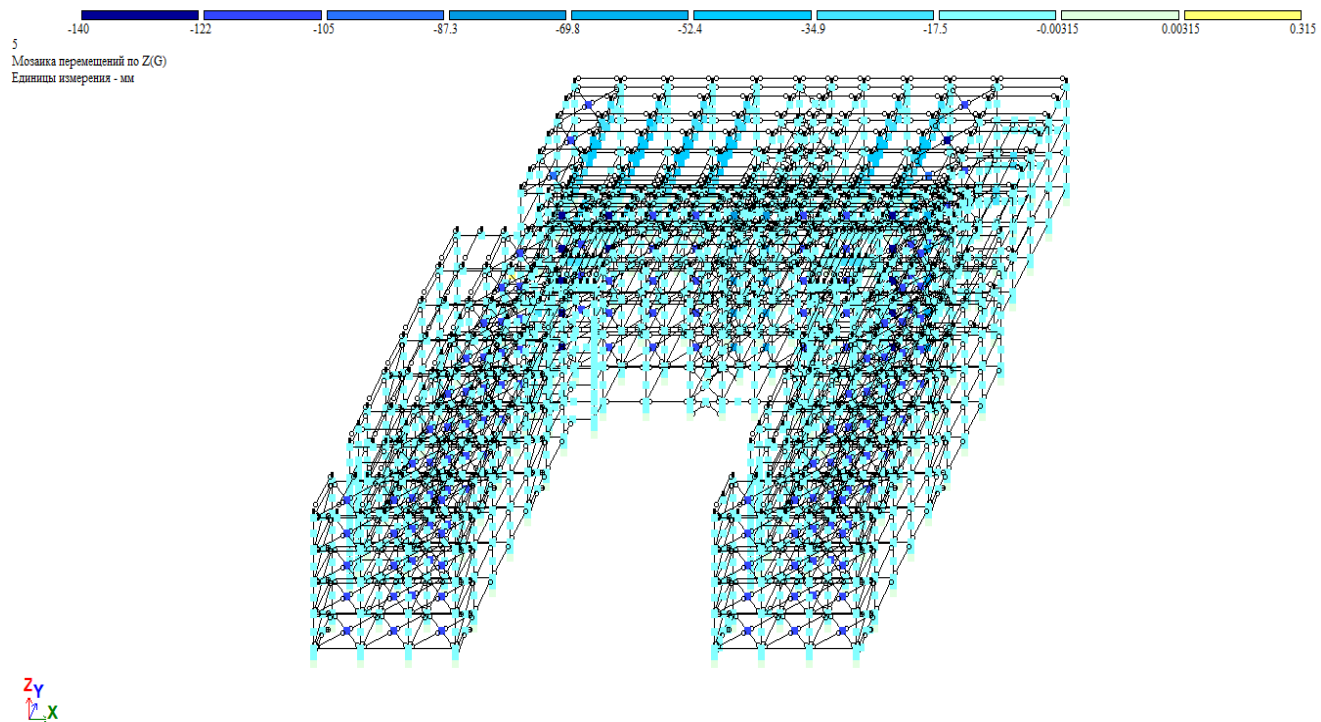


Рисунок 8.4.3 Мозаика перемещения по Z, мм

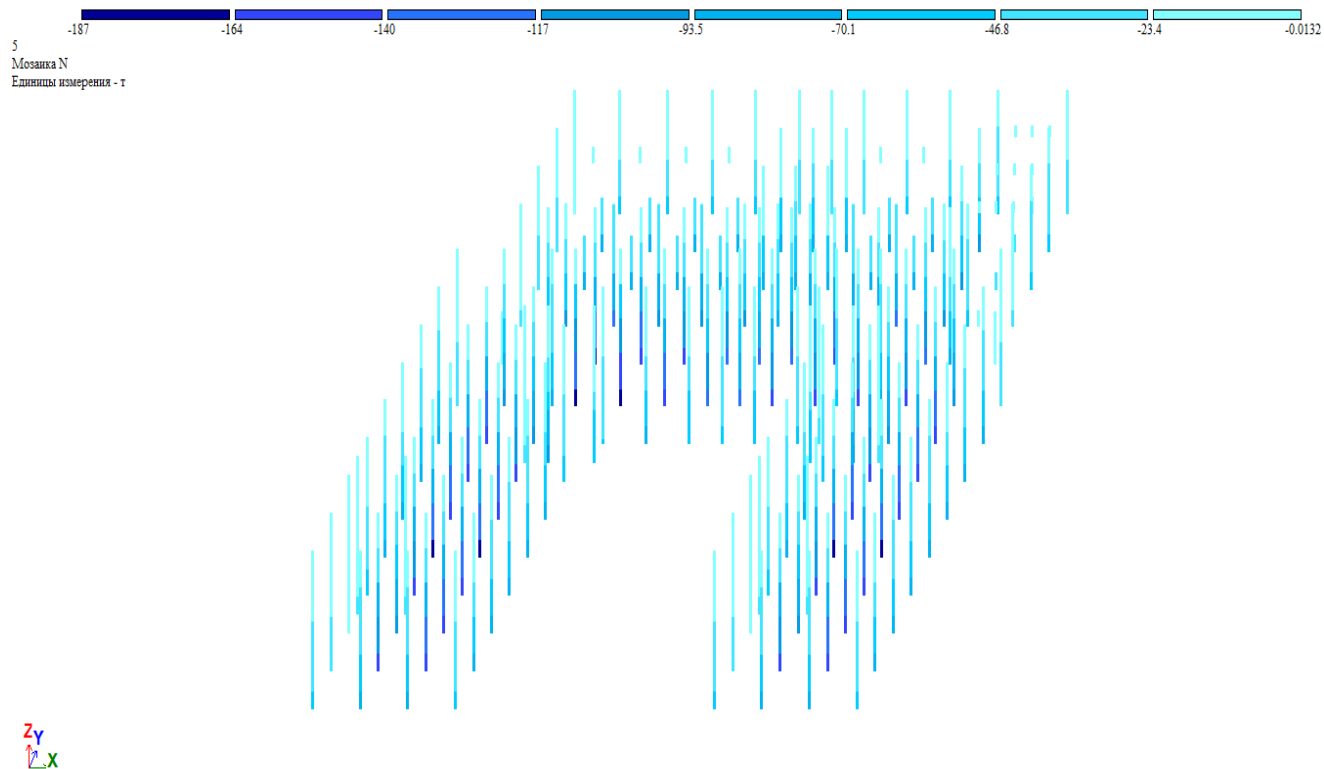


Рисунок 8.4.4 Мозаика усилий N, т

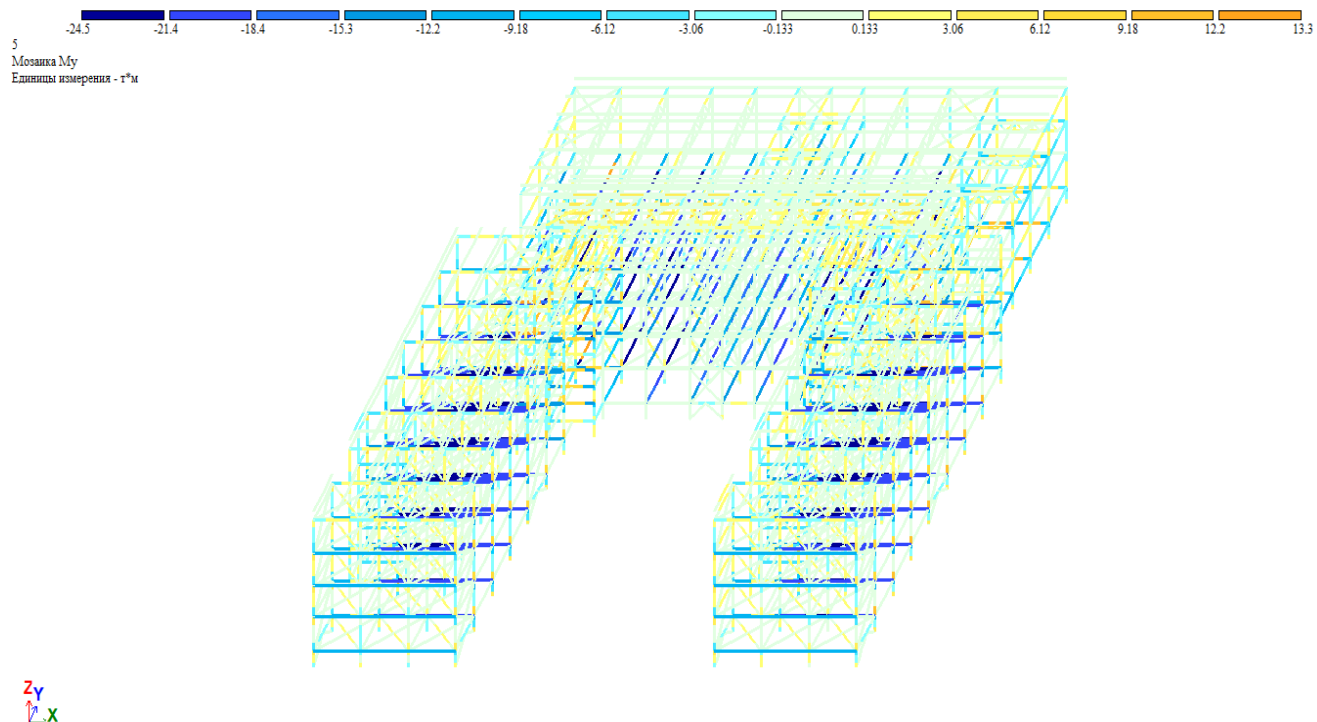


Рисунок 8.4.5 Мозаика усилий  $M_y$ , т·м

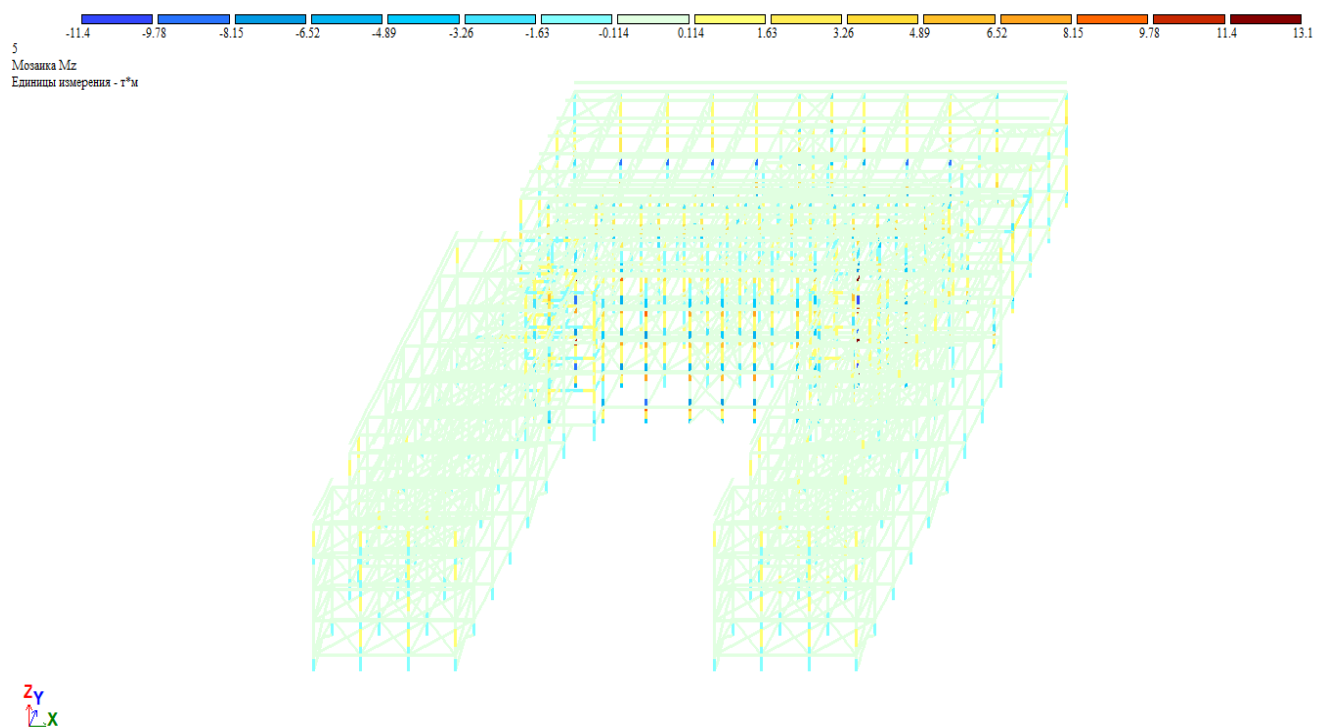


Рисунок 8.4.6 Мозаика усилий  $M_z$ , т·м

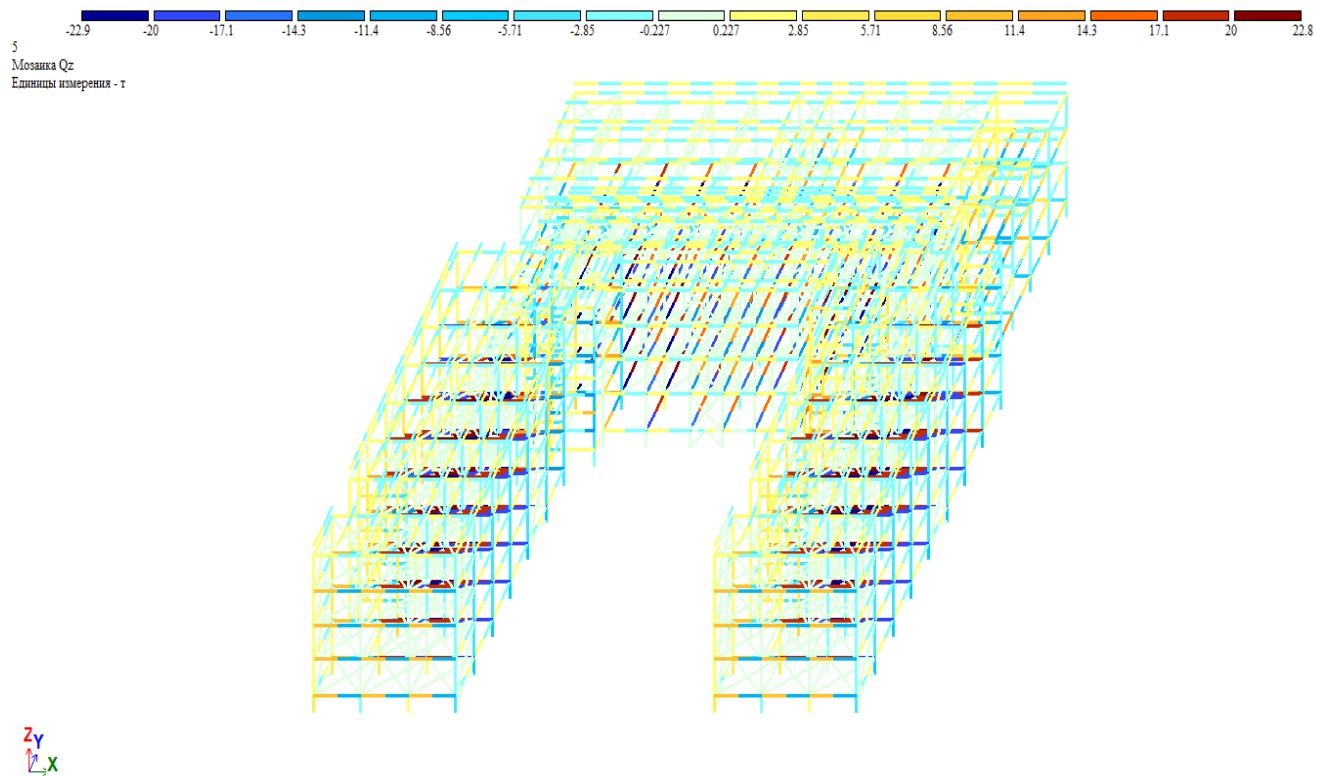


Рисунок 8.4.7 Мозаика усилий Qz, т

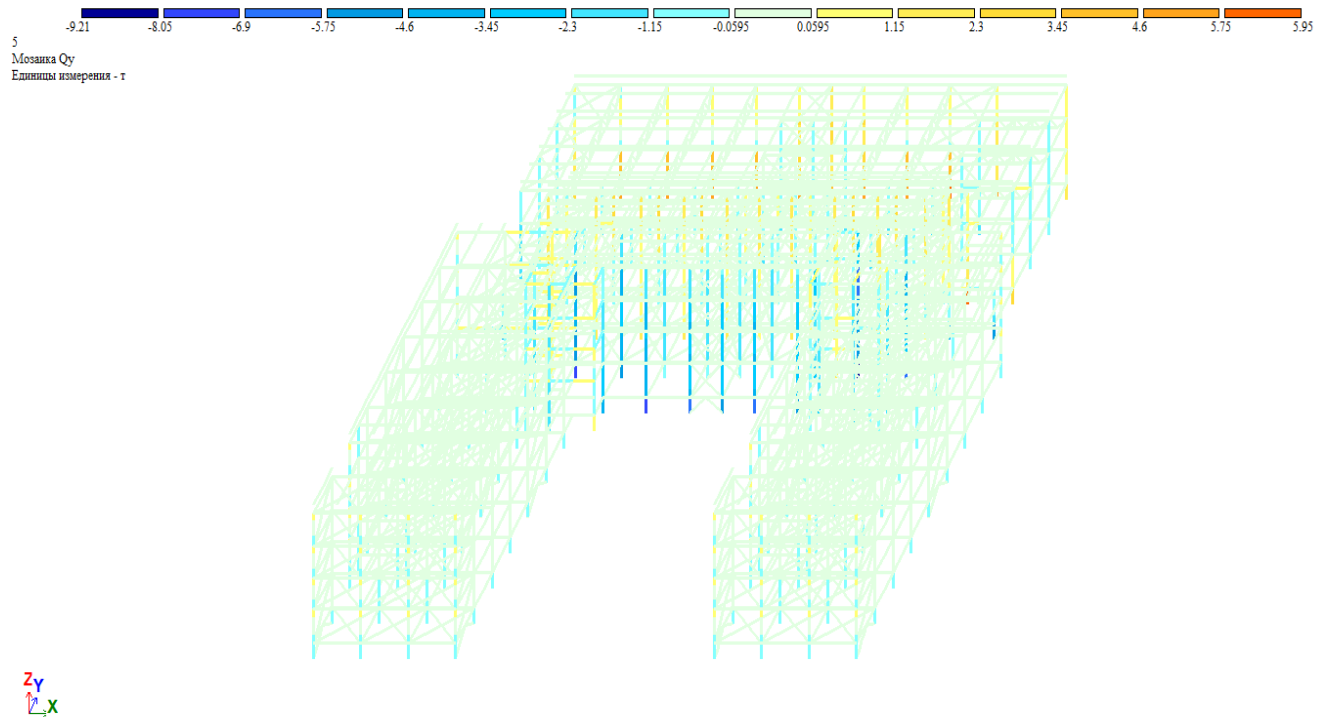


Рисунок 8.4.8 Мозаика усилий Qy, т

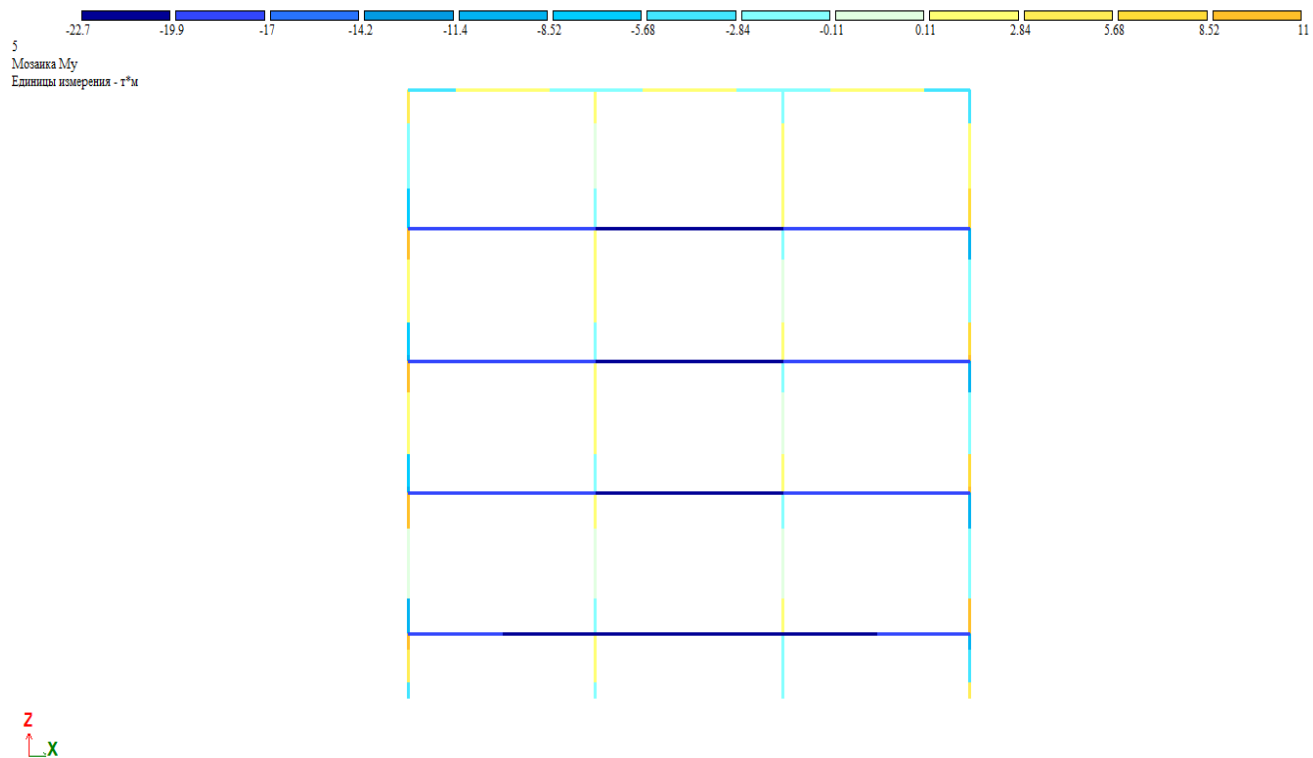


Рисунок 8.4.9 Мозаика усилий  $M_u$  (рама по оси Д), т·м

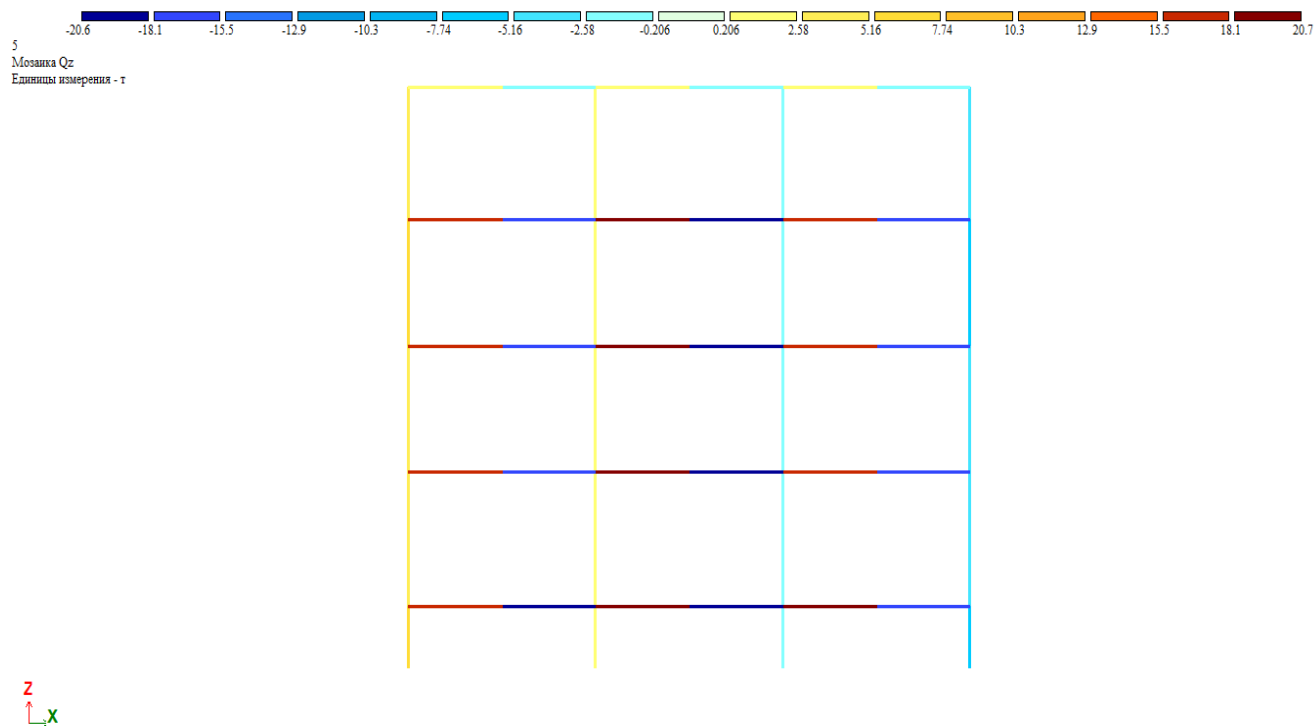


Рисунок 8.4.10 Мозаика усилий  $Q_z$  (рама по оси Д), т

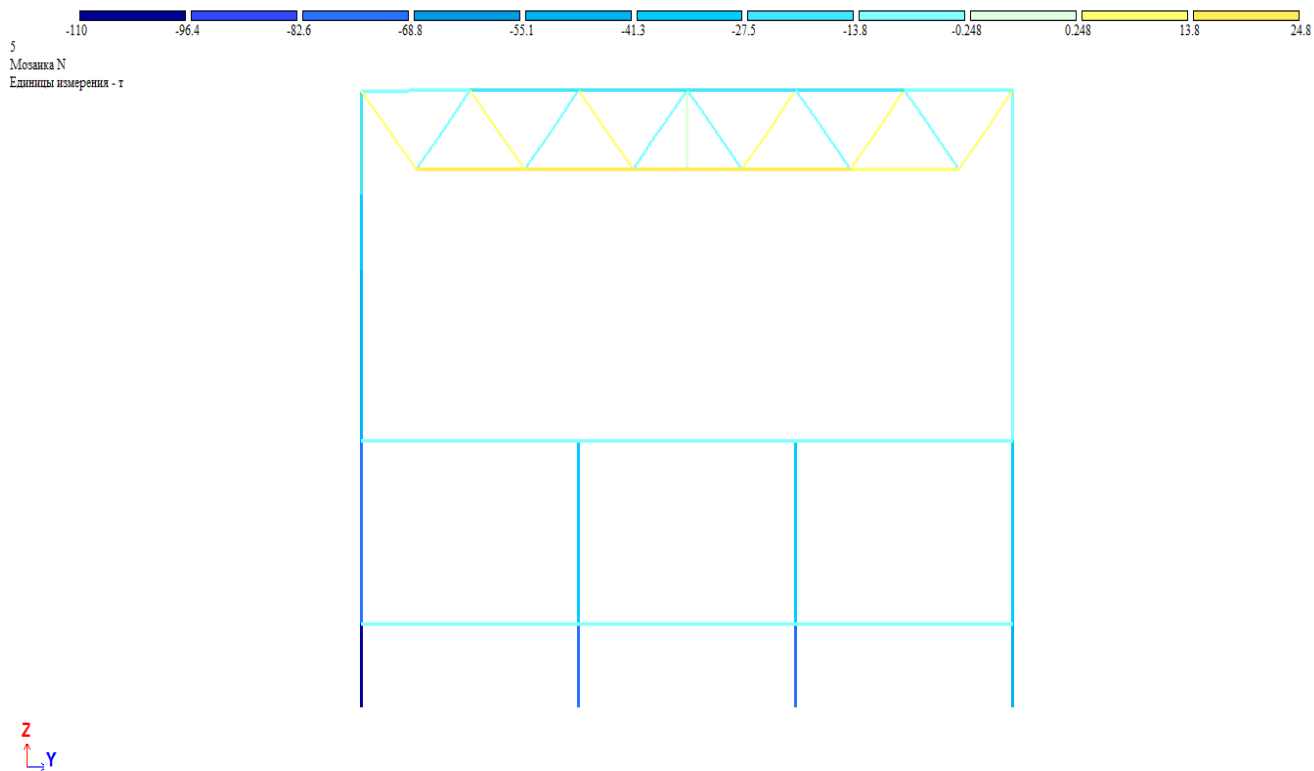


Рисунок 8.4.11 Мозаика усилий N (рама по оси 8а), т

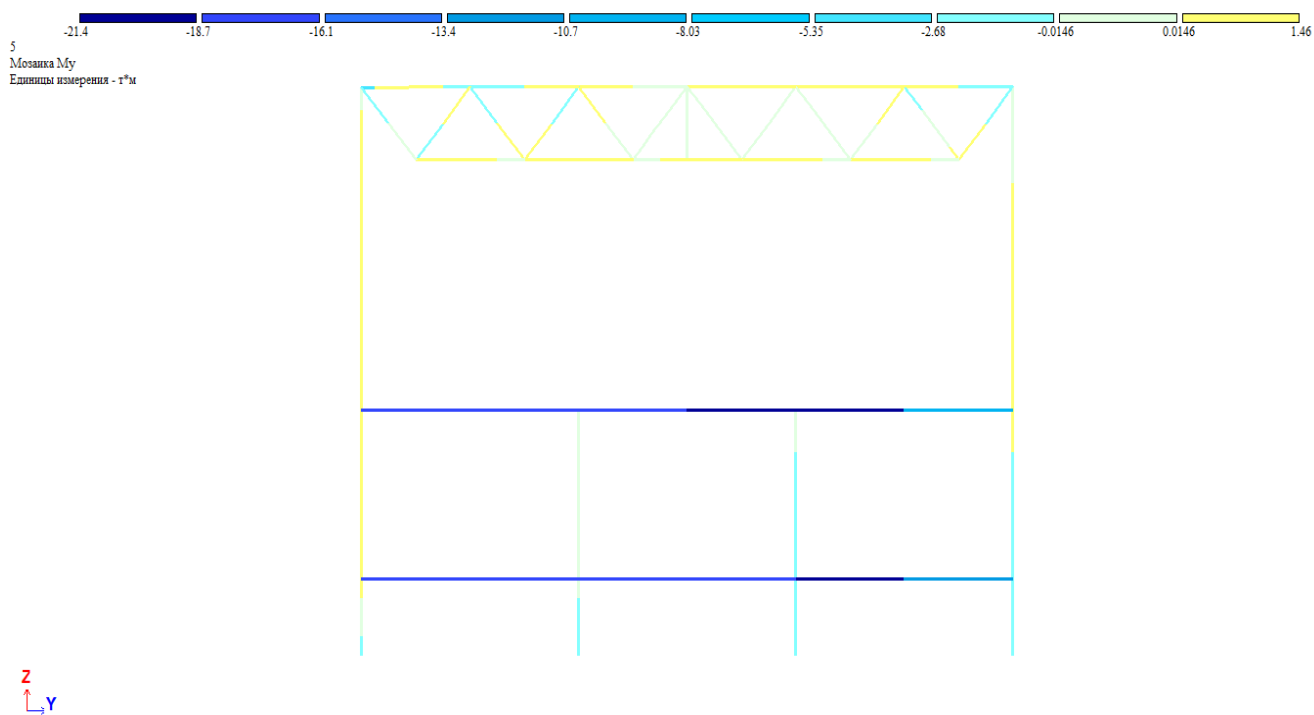


Рисунок 8.4.12 Мозаика усилий Mu (рама по оси 8а), т\*м

						К_И_82084121	Лист
							59
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

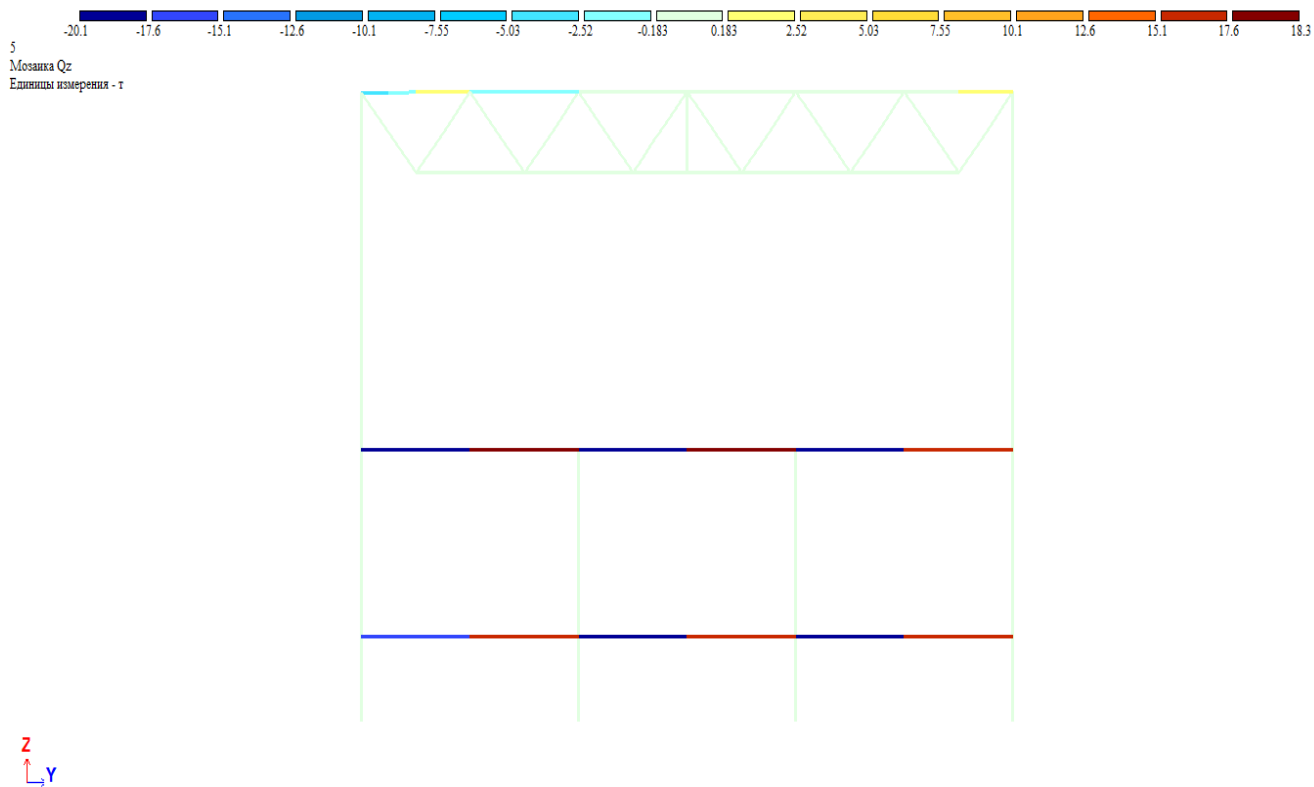


Рисунок 8.4.13 Мозаика усилий Qz (рама по оси 8а), т

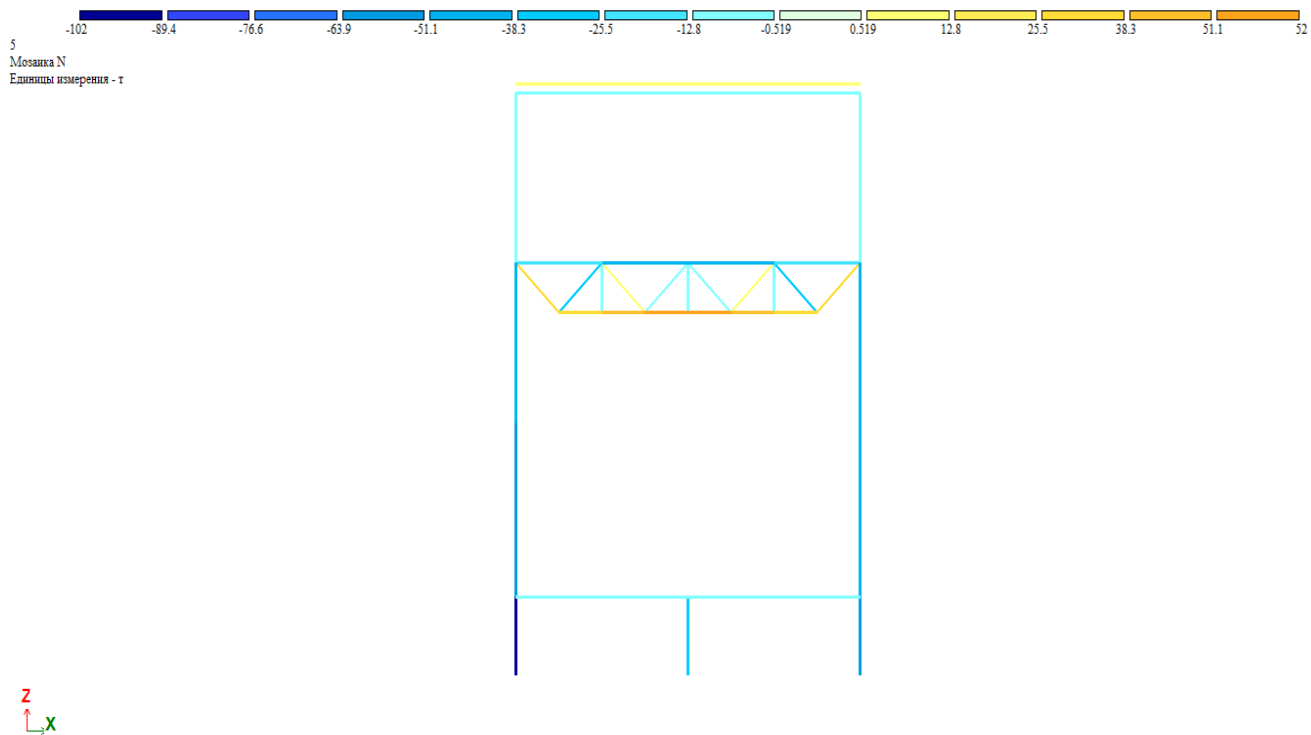
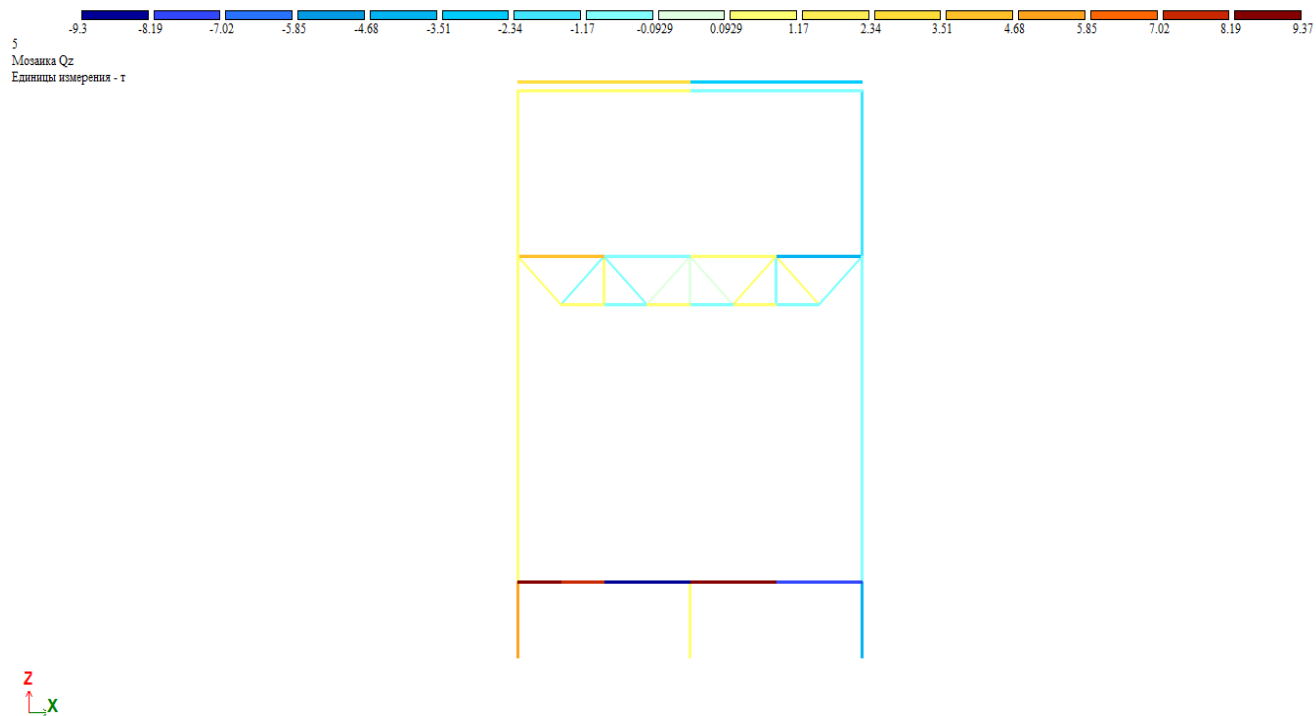
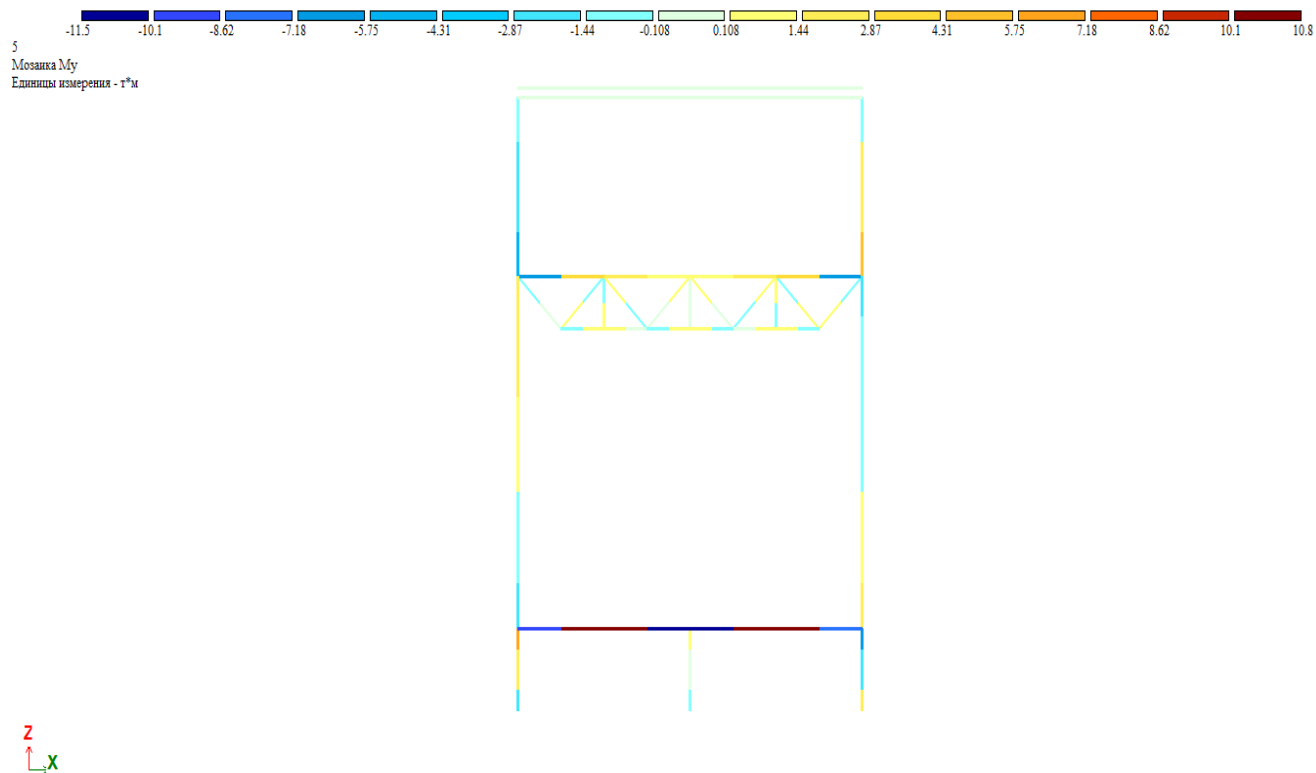


Рисунок 8.4.14 Мозаика усилий N (рама по оси P), т



## 8.5. Вывод

Конструкции рассчитаны на восприятие вертикальных и ветровых нагрузок.

Общестатистический расчёт сооружения выполнен методом конечных элементов, при расчёте несущих конструкций учтён коэффициент надёжности по ответственности  $\gamma_n=1$ .

Максимальные горизонтальные перемещения верха конструкций здания:

Максимальное горизонтальное перемещение по X:

$$f_x = f_{\text{стат}} = 11 \text{ мм}$$

Максимальное горизонтальное перемещение по Y:

$$f_y = f_{\text{стат}} = 14,3 \text{ мм}$$

Суммарное горизонтальное перемещение:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{11^2 + 14,3^2} = 18,04 \text{ мм}$$

Предельное горизонтальное перемещение по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» (табл. Д.4) составляет:

$$f_n = h/500 = 18000/500 = 36 \text{ мм}$$

$$f = 18,04 \text{ мм} < f_n = 36 \text{ мм}$$

Принятая конструктивная схема здания обеспечивает прочность, жесткость и устойчивость здания на стадии возведения и в течение всего периода эксплуатации.

						К_И_82084121	Лист
							62
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## 9. Надежность

Так как проектируемое здание относится ко II уровню ответственности, дополнительных требований по надежности, кроме обеспечения прочности и устойчивости в соответствии с требованиями действующих норм и правил к данному зданию не применяется.

Для обеспечения надежности здание запроектировано и должно быть построено в соответствии с требованиями действующих строительных норм, сводов правил и государственных стандартов.

Монтаж элементов необходимо выполнять в соответствии с требованиями СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции", технологическими картами или в соответствии с действующим технологическим регламентом.

Во время строительства необходимо вести штатный контроль состояния конструкций и их соответствия проектной документации в рамках технического и авторского надзора.

						К_И_82084121	Лист
							63
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## 10. Огнестойкость и устойчивость здания при пожаре

Степень огнестойкости здания - I по СП 2.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты», п. 6.7.15.

Класс конструктивной пожарной опасности – С 0 по табл. 6.13 СП 2.13130.2009.

Огнестойкость и устойчивость здания при пожаре обеспечивается пределами огнестойкости конструкций и узлов их сопряжения, принятыми по табл. 21 приложения к Федеральному закону №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», а также мероприятиями по предотвращению распространения пожара.

Пределы огнестойкости отдельных конструкций приведены в таблице 10.1.

Таблица 10.1 - Пределы огнестойкости строительных конструкций здания

1	Строительные конструкции, материал	Размеры, мм	Прив. толщина, мм	Предел огнестойкости		Толщина двухслойной конструктивной огнезащиты ТЕРМОБАРЬЕР К, мм <sup>1)</sup>
				Фактический, мин	Требуемый	
1	2	3	4	5	6	7
<b>Несущие элементы здания</b>						
<i>1. Несущие конструкции здания</i>						
1.1.	Колонны каркаса	Двутавр 40К4	12,442	16,44	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,3
		Двутавр 40К1	8,052	12,72	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,3
		Двутавр 35К1	6,877	11,28	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,42
		Двутавр 25К3	6,988	11,4	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,42
1.2	Ригели каркаса	Двутавр 35Ш2	6,237	10,44	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,47
		Двутавр 35Ш1	5,154	9,24	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,59
		Двутавр 30Ш1	5,397	9,24	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,57
		Двутавр 25Б1	3,399	7,4	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,81
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	К_И_82084121
						Лист
						64

	Строительные конструкции, материал	Размеры, мм	Прив. толщина, мм	Предел огнестойкости		Толщина двухслойной конструктивной огнезащиты ТЕРМОБАРЬЕР К, мм <sup>1)</sup>
				Фактический, мин	Требуемый	
1	2	3	4	5	6	7
		Двутавр 18Б2	3,431	7,4	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,78
1.3	Горизонтальные и вертикальные связи	Профиль «Молодечно» 60х4	3,778	7,8	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1,76
		Профиль «Молодечно» 80х3	2,909	7	R 120	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 1.85
<b>Ненесущие элементы здания</b>						
<b>2. Перекрытия и покрытие</b>						
2.1	Сборные железобетонные круглопустотные плиты безопалубочного формования (1ПК-),	220	-	REI 60	REI 60	-
2.2	Кровельная трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРОФИЛЬ МП ТСП-К-200-1000	200	-	REI 60	REI 60	-
<b>3. Наружные стены</b>						
3.1	Стеновая трехслойная сэндвич-панель МЕТАЛЛ ПРОФИЛЬ МП ТСП-Z-150-1000	150	-	EI 180	E 30	-
<b>6. Строительные конструкции бесчердачных покрытий</b>						
6.1	Фермы покрытия	Профиль «Молодечно» 100х4	3,870	7,8	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
		Профиль «Молодечно» 80х5	4,741	8,5	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
		Профиль «Молодечно» 50х4	3,730	7,8	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
		Профиль «Молодечно» 200х9	8,666	13	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
		Профиль «Молодечно» 160х4	3,920	7,9	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	
К_И_82084121						Лист
						65

1	Строительные конструкции, материал	Размеры, мм	Прив. толщина, мм	Предел огнестойкости		Толщина двухслойной конструктивной огнезащиты ТЕРМОБАРЬЕР К, мм <sup>1)</sup>
				Фактический, мин	Требуемый	
1	2	3	4	5	6	7
		Профиль «Молодечно» 120x3	2,940	7	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
2.1	Прогоны	Швеллер 27П	3,945	7,9	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6
		Швеллер 33П	4,437	8,4	R 30	Слой 1 – 2,5 Слой 2 – 0.6

<sup>1)</sup> - ТЕРМОБАРЬЕР К – двухслойная конструктивная огнезащита, предназначена для повышения предела огнестойкости несущих стальных конструкций зданий и сооружений на промышленных и гражданских объектах

Двухслойная конструктивная огнезащита ТЕРМОБАРЬЕР К состоит:

Первый слой – теплоизоляционный материал ТЕРМОБАРЬЕР Т по ТУ 5768-005-30642285-2016. Принцип действия: образует покрытие с низкой теплопроводностью на защищаемой конструкции.

Второй слой – вспучивающаяся огнезащитная краска ТЕРМОБАРЬЕР по ТУ 2313-001-30642285-2011. Принцип действия: образования пористого вспененного кокса при воздействии высоких температур замедляющего нагрев защищаемой конструкции;

						К_И_82084121	Лист
							66
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		