STEEL 2REAL'20

МЕЖДУНАРОДНЫЙ КОНКУРС СТУДЕНЧЕСКИХ ПРОЕКТОВ
STEEL2REAL'20

Код: d958e284b0a08fb2

Конструктивные решения

Пояснительная записка

Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	d958e284b0a08fb2	Лист 1

Содержание:

Общие данные 3

Исходные данные для проектирования 3

Расчетная схема 4

Конструктивная схема 5

Статический расчет 8

Конструктивный расчет 25

Конструирование 25

Результаты конструктивного расчета 30

Огнестойкость 36

Приложение А 38

Приложение Б 51

Приложение В 52

1. Общие данные

1.1 Исходные данные для проектирования:

- Район строительства – г. Мытищи. Московская область
- Назначение здания – Многоквартирное жилое здание
- Этажность - 5 этажей
- Общая площадь квартир на этаже – до 500 м^2;
- Уровень ответственности здания - Нормальный (по ГОСТ 27751- 2014 табл.2 принят y_n=1.0.)
- Тип местности для ветровой нагрузки – В;
- Степень огнестойкости здания – II;
- Класс конструктивной пожарной опасности здания – С1.

Нормативные ссылки:

Конструктивная часть проекта выполнена в соответствии со следующими нормативными документами и техническими рекомендациями:

- Федеральный закон РФ от 11.07.2008 № 123-ФЗ "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 20.13330.2016 (СНиП 2.01.07-85*) Нагрузки и воздействия.
- СП 131.13330.2012 (СНиП 23-11-99*) Строительная климатология.
- СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов
- СП 16.13330.2017 (СНиП II-23-81*) Стальные конструкции

- СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты;
- ГОСТ Р 57837-2017 Двутавры стальные горячекатанные с параллельными гранями полок
- ГОСТ 8639-82 Трубы стальные квадратные

Компьютерные программы. применяемые при проектировании:

ПК ЛИРА-САПР 2016;

Autodesk Revit 2019;

Tekla Structures 2019i;

1.2 Расчетная схема:

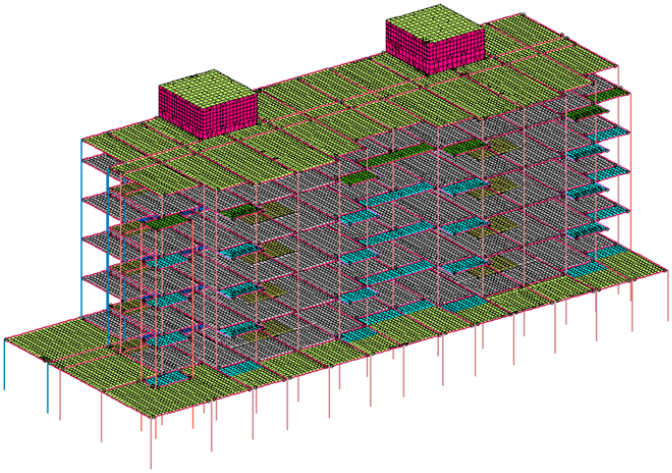


Рис. 1.2.1 Конечноэлементная модель (общий вид)

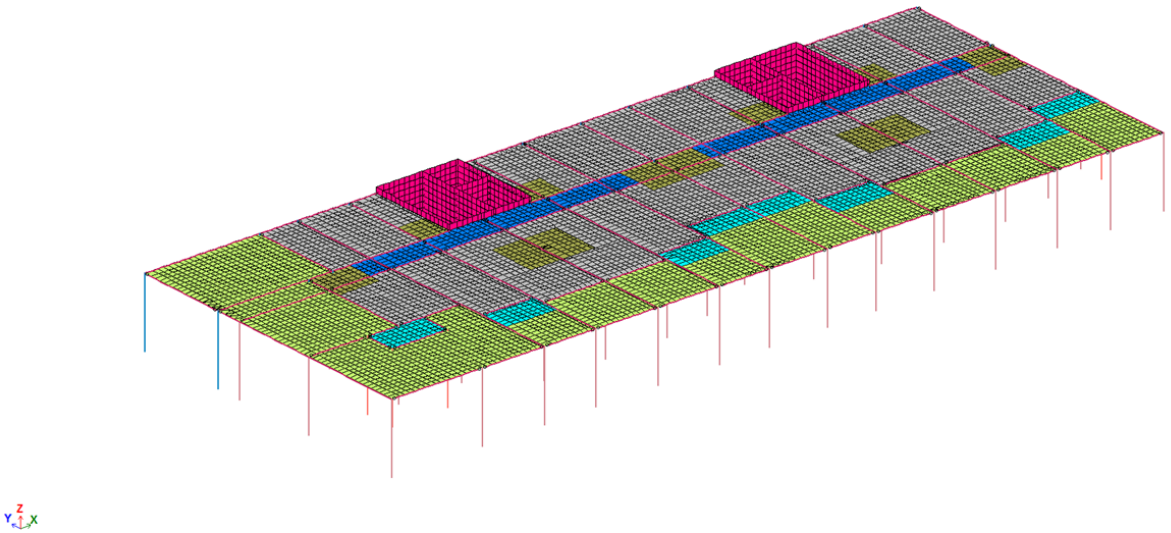


Рис. 1.2.2 Конечноэлементная модель (1-й этаж)

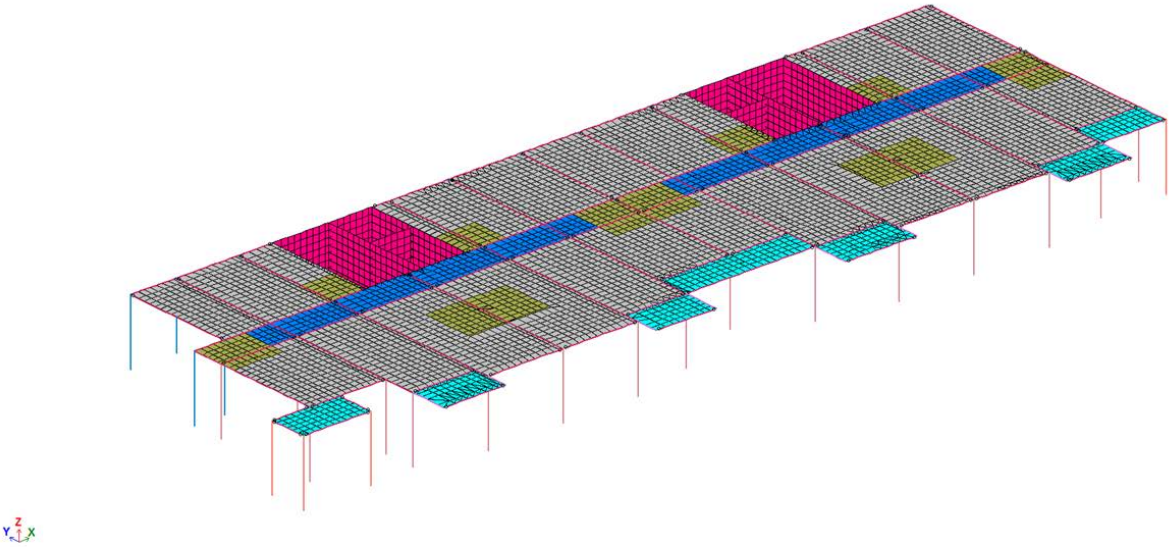


Рис. 1.2.3 Конечноэлементная модель (типовой этаж)

1.3 Конструктивная схема:

Фундамент-т.к. в условиях конкурса отсутствует задание на проектирование конструкций нулевого цикла (фундаменты), поэтому для нижних колонн здания рекомендуется принимаем в конструктивной схеме неподвижную жесткую опору в плоскости наибольшей жесткости колонны и шарнирную опору в плоскости наименьшей жесткости колонны.

Колонны-двутаврового сечения (колонные) из стали С345, имеют одноэтажную разрезку, монтажный стык выполнен на высоте 1000 мм от

уровня чистого пола перекрытия для удобства монтажа. Шаг колонн варьируется от 1.5 до 6.7 м

Ригели–двутаврового сечения (широкополочные) из стали С345, имеют жесткое сопряжение с колоннами в плоскости их (колонн) наибольшей жесткости и шарнирное сопряжение с колоннами в плоскости их наименьшей жесткости. В местах примыкания балок к монолитному ядру жесткости предусмотрено их шарнирное примыкание.

Перекрытие – каркасно-обшивное перекрытие из ЛСТК балок (состав см. ПЗ АР). Узел примыкания ЛСТК балок к двутавровым балкам предусмотрен шарнирный.

Кровля – плоская по профлисту (состав см. ПЗ АР);

Наружные стены – штучные мелкоразмерные блоки с наружным утеплением (состав см. ПЗ АР);

Геометрическая неизменяемость, как в продольном, так и в поперечном направлении, обеспечена: жестким сопряжением колонн с фундаментом в плоскости их (колонн) наибольшей жесткости, рамными узлами балок, приходящими в полки колонн, взаимной работой металлического каркаса здания с монолитным железобетонным ядром жесткости (лестнично-лифтовым узлом). Геометрическая неизменяемость каркаса подтверждена расчетами.

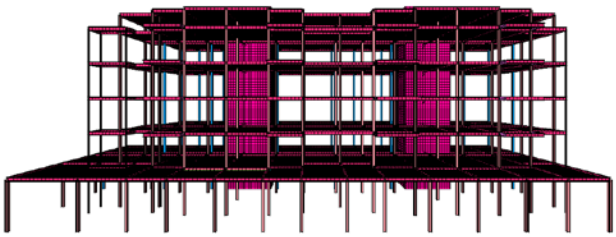
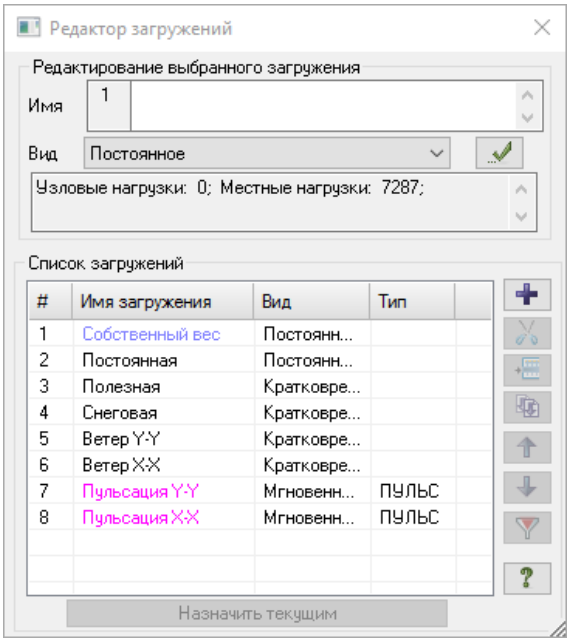


Рис. 1.3.1 Пространственная модель

2.Статический расчет:

2.1 Основные загружения:

табл.2.1.1



#	Имя загружения	Вид	Тип
1	Собственный вес	Постоянн...	
2	Постоянная	Постоянн...	
3	Полезная	Кратковре...	
4	Снеговая	Кратковре...	
5	Ветер Y-Y	Кратковре...	
6	Ветер X-X	Кратковре...	
7	Пульсация Y-Y	Мгновенн...	ПУЛЬС
8	Пульсация X-X	Мгновенн...	ПУЛЬС

- Собственный вес:

Собственный вес металлических конструкций каркаса здания был учтен в ПК «ЛИРА-САПР 2016».

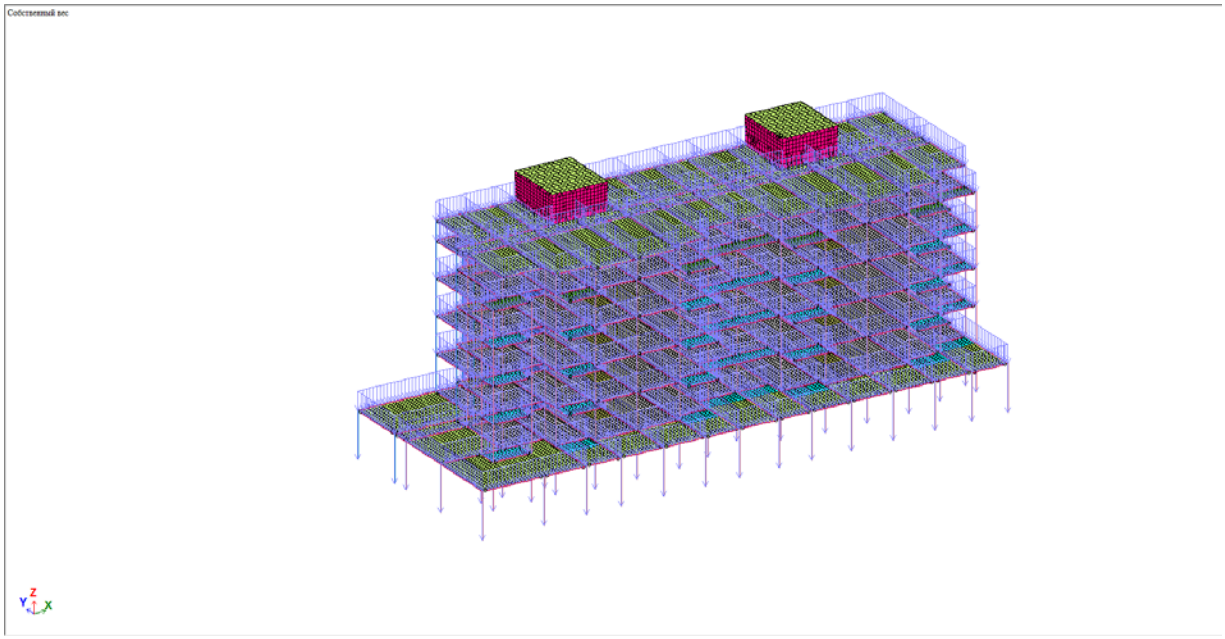


Рис. 2.1.1 Загружение от собственного веса

- Постоянная:

а) Погонная нагрузка от веса наружного ограждения/межквартирных перегородок:

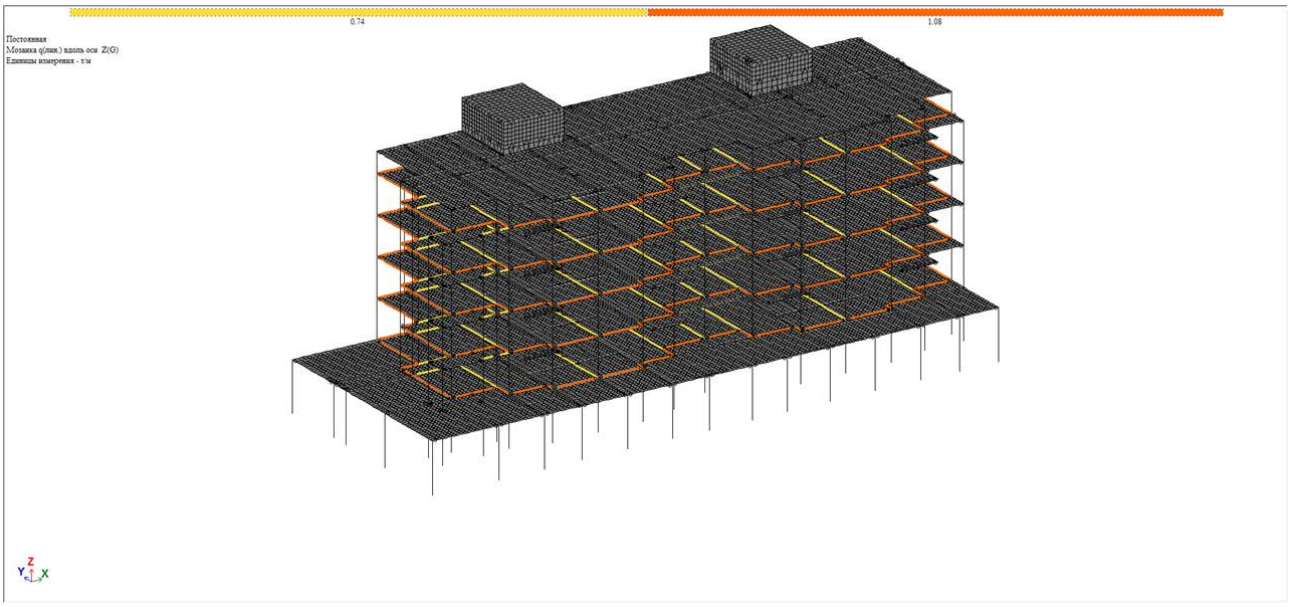


Рис. 2.1.2 Загружение от постоянной погонной нагрузки (общий вид)

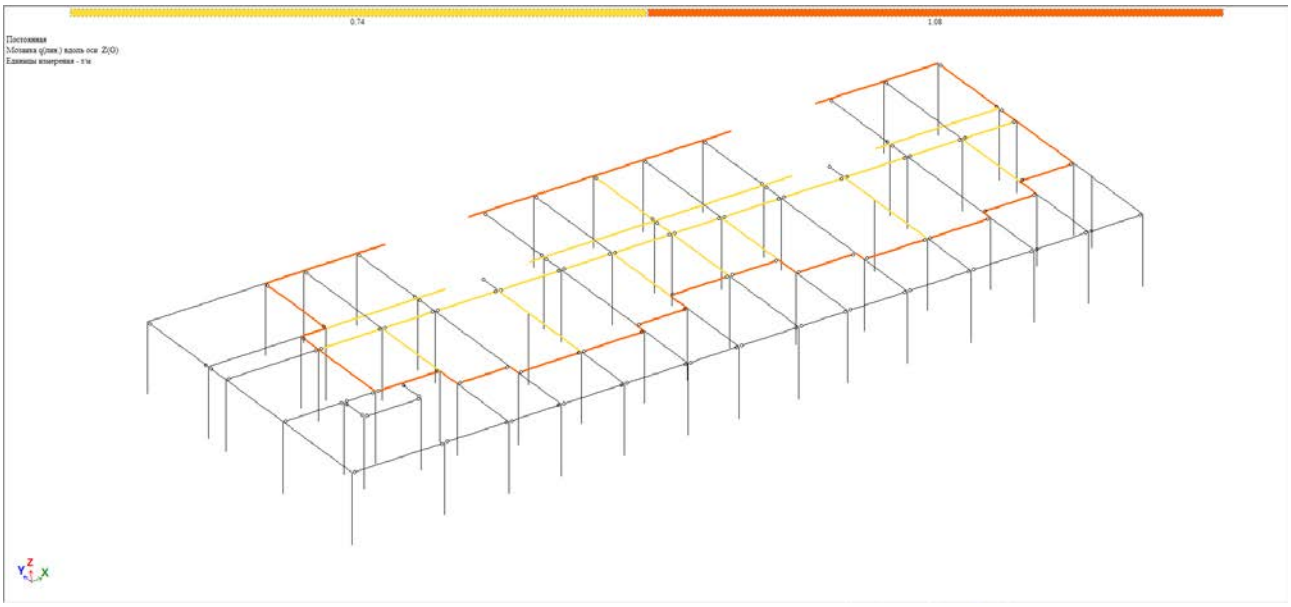


Рис. 2.1.3 Загружение от постоянной погонной нагрузки (первый этаж)

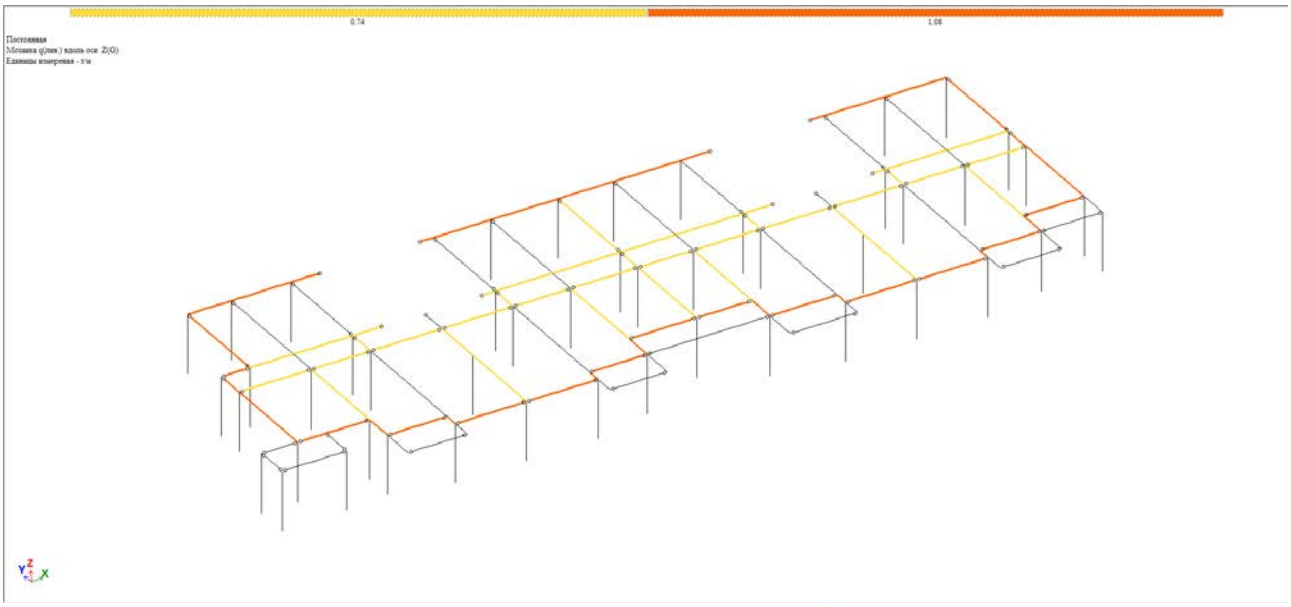


Рис. 2.1.4 Загружение от постоянной погонной нагрузки (типовой этаж)

б) Равномерно распределнная от веса полов/полезная:

1) Квартира/Коридор:

	Нормативная $g^н$. т/м^2	γ_f	Расчетная $g^р$. т/м^2
Линолеум	–	–	0.002
Стяжка: δ=0.05 м ρ=1.3 т/м^3	0.065	1.3	0.085
Пл. «Шуманет»: δ=0.03 м ρ=0.04 т/м^3	0.0012	1.2	0.00144
ГВЛ: δ=0.0125 м ρ=1.25 т/м^3	0.015	1.2	0.018
Профлист:	–	–	0.0064
Утеплитель:δ=0.16 м ρ=0.05 т/м^3	0.008	1.2	0.0096
ГКЛ: δ=0.0125 м ρ=0.8 т/м^3	0.01	1.2	0.012
ГКЛ: δ=0.0125 мм ρ=0.8 т/м^3	0.01	1.2	0.012
Перегородки	0.1	–	0.1
Итого	0.21		**0.244**

2) Санузел/кухня:

	Нормативная $g^н$. т/м^2	γ_f	Расчетная $g^р$. т/м^2
Плитка δ=10 мм ρ=2400 кг/м^3	0.024	1.2	0.0288
Стяжка: δ=0.05 м ρ=1.3 т/м^3	0.065	1.3	0.085
Пл. «Шуманет» δ=0.03 м ρ=0.04 т/м^3	0.0012	1.2	0.00144
ГВЛ δ=0.0125 м ρ=1.25 т/м^3	0.015	1.2	0.018
Профлист:	–	–	0.0064
Утеплитель: δ=0.16 м ρ=0.05 т/м^3	0.008	1.2	0.0096
ГКЛ δ=0.0125 м ρ=0.8 т/м^3	0.01	1.2	0.012
ГКЛ δ=0.0125 мм ρ=0.8 т/м^3	0.01	1.2	0.012
Перегородки	0.1	–	0.1
Итого	0.23		**0.273**

3) Покрытие кровли:

	Нормативная $g^н$. т/м^2	γ_f	Расчетная $g^р$. т/м^2
Техноэласт(2 сл.):	0.011	1.2	0.013
ЦСП (2 слоя): δ=0.020 м ρ=1.2 т/м^3	0.024	1.2	0.029
Утеплитель: δ=0.2 м, ρ=0.13 т/м^3	0.026	1.2	0.031
Профлист:	–	–	0.011
Итого	0.61		**0.084**

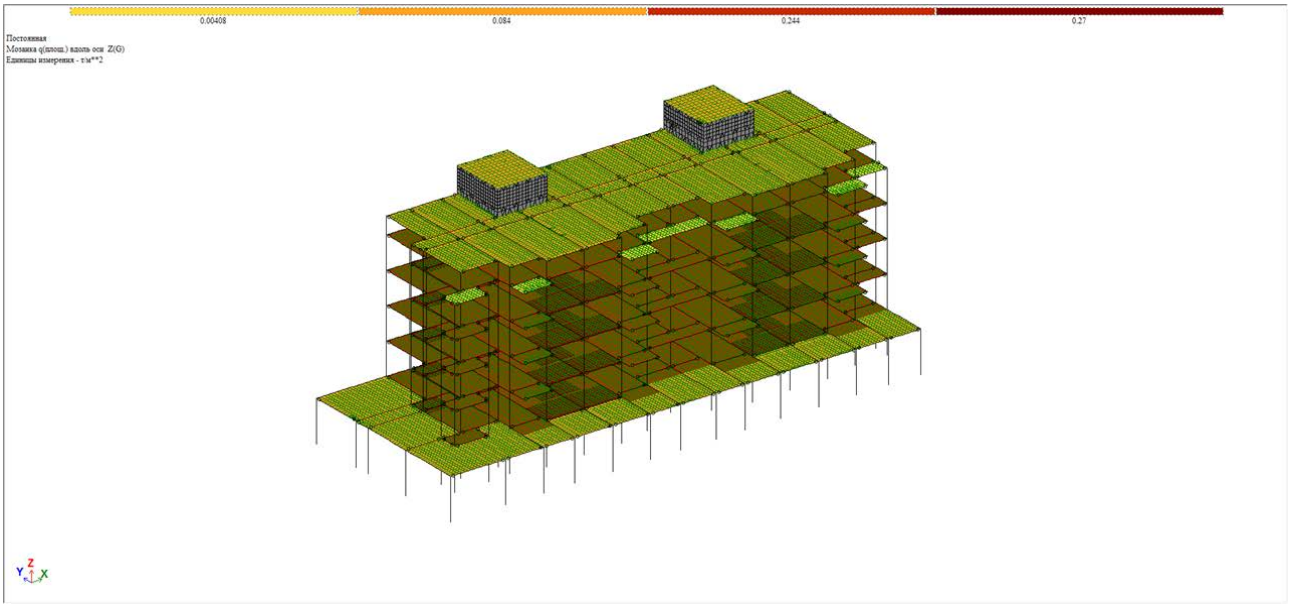


Рис. 2.1.5 Загружение от постоянной равномерно распредленной нагрузки (общий вид)

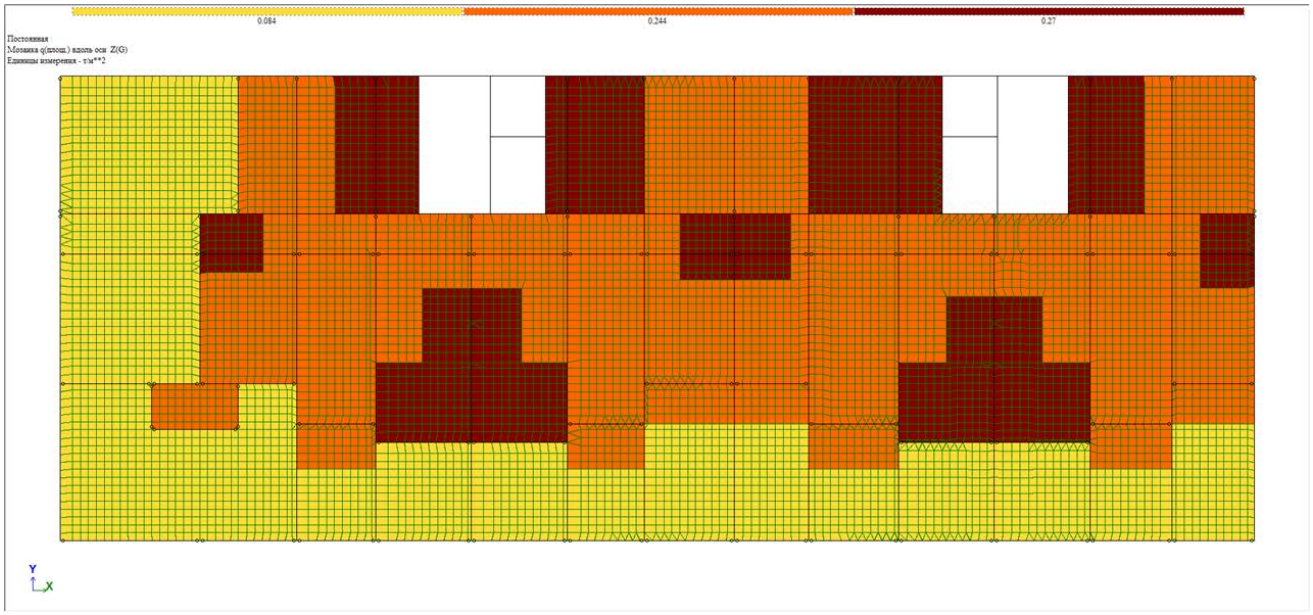


Рис. 2.1.6 Загружение от постоянной равномерно распредленной нагрузки (первый этаж)

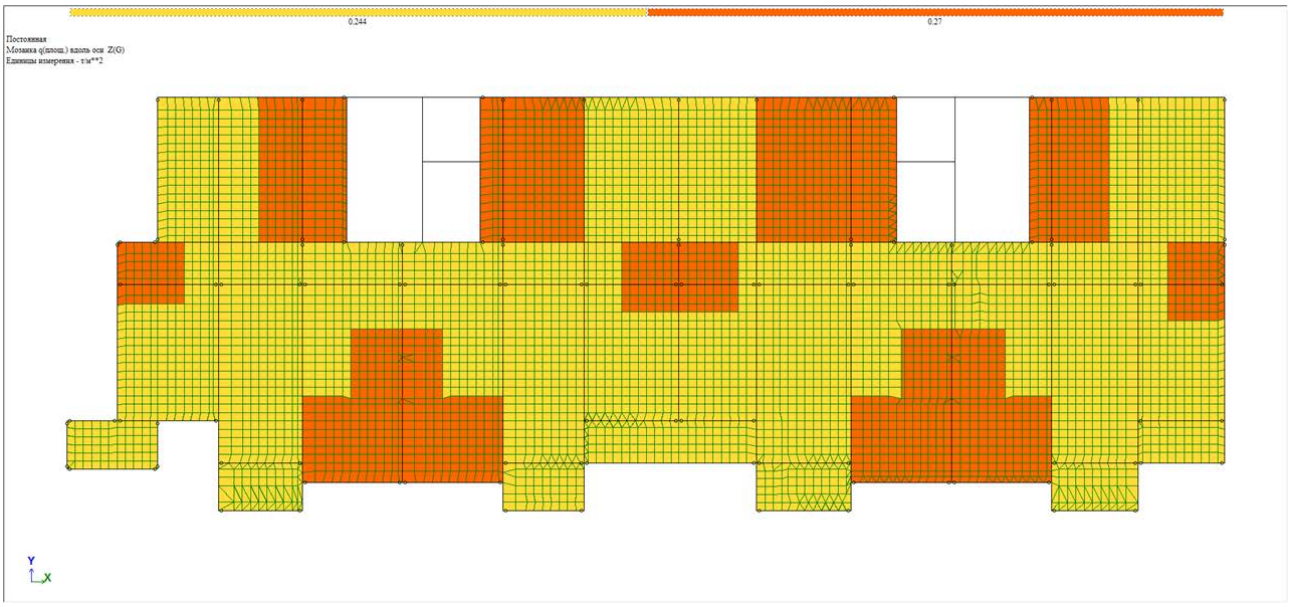


Рис. 2.1.7 Загружение от постоянной равномерно распредленной нагрузки (типовой этаж)

- Полезная нагрузка:

	Нормативная $g^н$. т/м^2	γ_f	Расчетная $g^р$. т/м^2
Квартиры жилых зданий	0.15	1.2	0.18
Санузел	0.2	1.2	0.24
Коридоры и лестницы	0.3	1.2	0.36
Лоджии	0.4	1.2	0.48

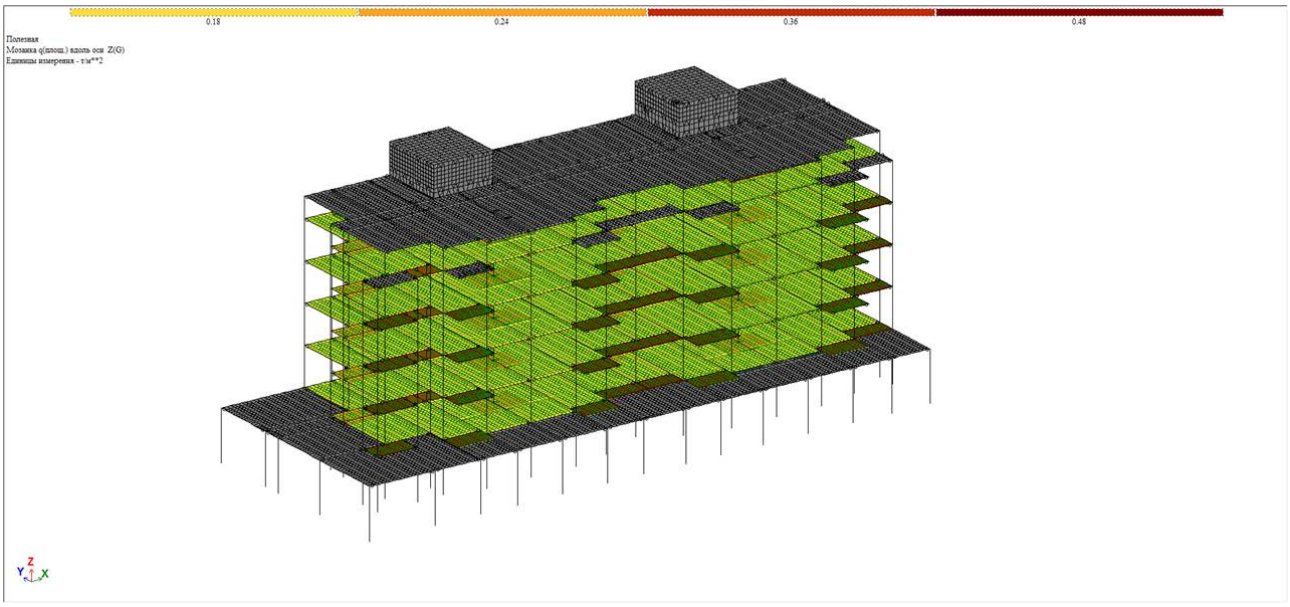


Рис. 2.1.8 Загружение от полезной равномерно распредленной нагрузки (общий вид)

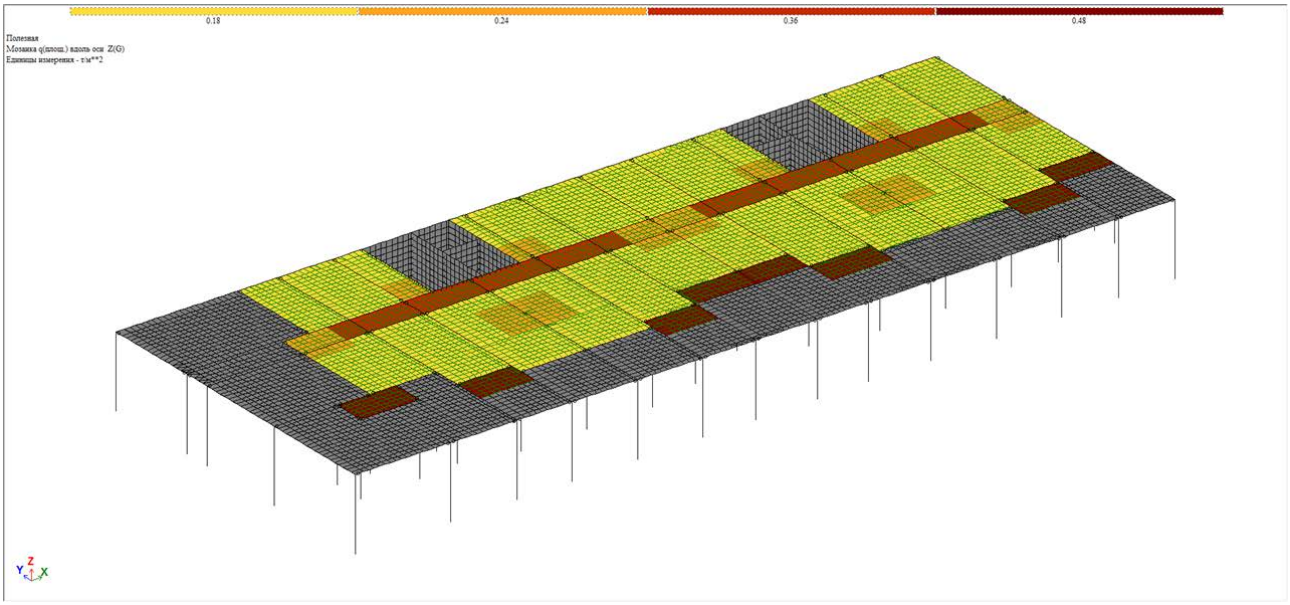


Рис. 2.1.9 Загружение от полезной равномерно распредленной нагрузки (первый этаж)

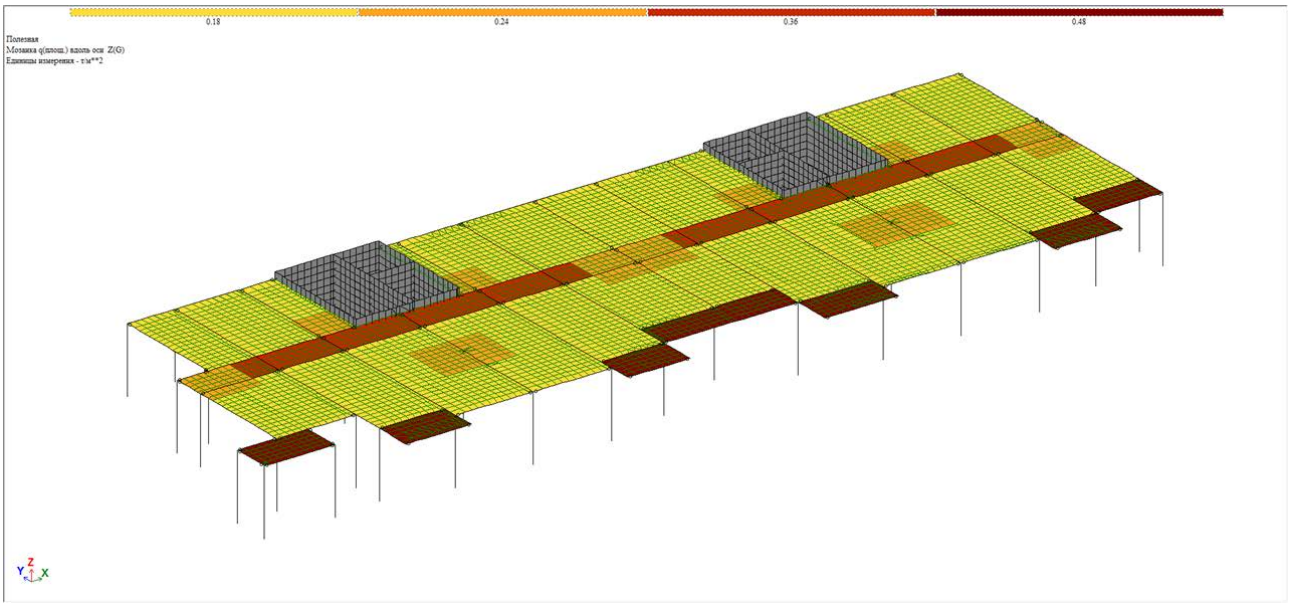


Рис. 2.1.10 Загружение от полезной нагрузки (типовой этаж)

- Снеговая нагрузка:

На кровлю первого этажа:

начало табл.2.1.2

Б.8 Здания с перепадом высоты по СП 20.13330.2016		
Исходные данные:		
Район	*III*	снеговой район
Тип местности	*B*	приним. по п. 11.1.6
α=	*0*	град, угол наклона кровли верхней части
H=	*17.5*	м, высота здания
a=	*6.7*	м, длина или пролётнижней части
c_t=	*1*	термический коэф. принимаем. по п.10.6
γ_n=	*1*	коэф. надёжности по ответственности (ГОСТ 27751-2014)
γ_f=	**1.4**	коэф.надёжности по нагрузке
	Да	Парапет есть на верхнем покрытии?
	Нет	Покрытие с продольными фонарями
	Здание	Нижнее покрытие
l_1=	*38.35*	м, пролёт левой части здания
l_2=	*6.7*	м, пролёт правой части здания
l_1^*=		м, высота продольного фонаря
l_2^*=		м, высота продольного фонаря
h=	*12.6*	м, высота перепада
h_1=		м, высота фонаря
h_2=		м, высота фонаря
h_1^*=		м, высота продольного фонаря
h_2^*=		м, высота продольного фонаря
d_1=		м, расстояние от торца здания до фонаря
d_2=		м, расстояние от торца здания до фонаря
β=	*0*	град, угол наклона кровли нижней части (положительный угол при уклоне от здания, отрицательный при уклоне к зданию)
φ=	*0*	град, скат нижней части здания

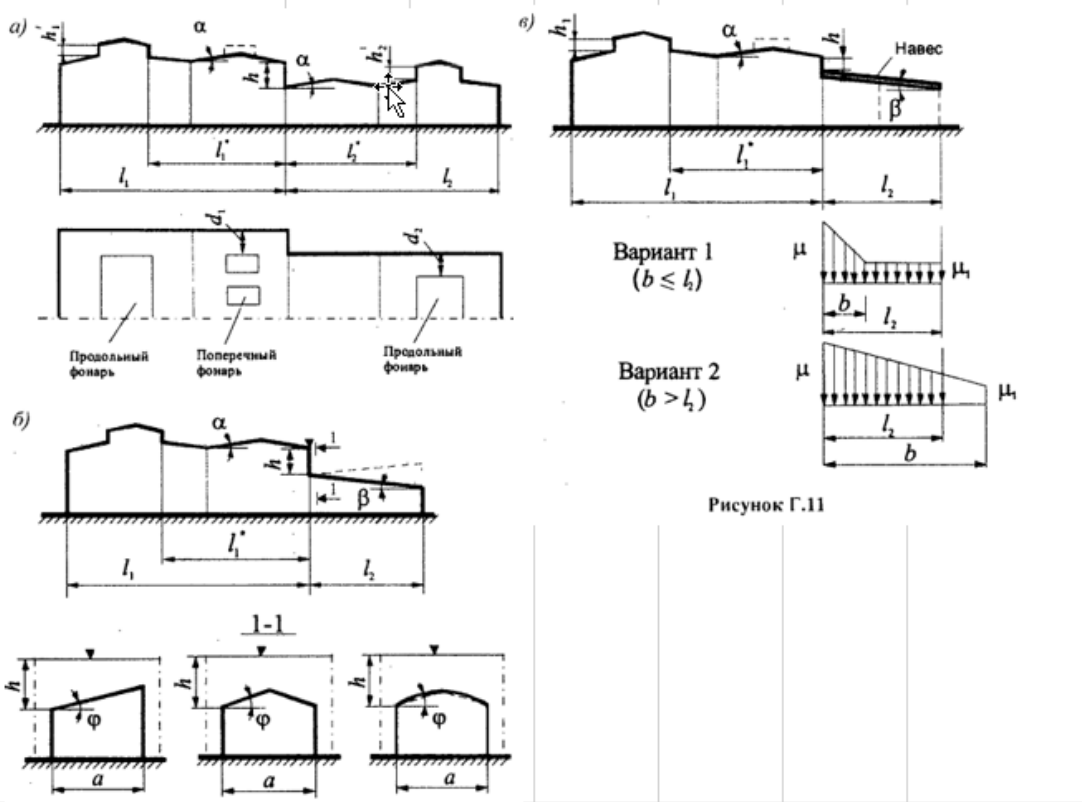


Рисунок Г.11

а) Для зданий с перепадом высоты снеговую нагрузку на верхнее покрытие следует принимать в соответствии со схемами Г.1–Г.7, а на нижнее – в двух вариантах: по схемам Г.1–Г.7 и схеме Г.8 (для зданий – профили «а», «б» (рисунки Г.8,*а*, Г.8,*б*), для навесов – профиль «в» (рисунок Г.8,*в*).

конец табл.2.1.2

Результат расчёта:		
к=	0.65	коэффициент по табл. 11.2
$C_e=(1,2-0,4k^{-0,5})(0,8+0,002a)$	0.71	коэф. учитывающий снос снега приним. по п. 10.2
S_g=	1.50	кПа, вес снег. покрова на 1м^2 гор. пов-ти земли по п.10.2
l'_1=	38.35	м, длина участка верхнего покрытия с которого переносится снег в зону перепада высоты
l'_2=	6.70	м,длина участка нижнего покрытия с которого переносится снег в зону перепада высоты
$l'_1+l'_2$=	45.05	м, сумма длин участков с которых переносится снег
m_1=	0.40	доля снега, переносимого ветром к перепаду высоты
m_2=	0.28	доля снега, переносимого ветром к перепаду высоты
k_1=	0.56	
k_2=	1.00	$1+\frac{1}{h}(m_1 l'_1+m_2 l'_2)$ = 3.15
k_3=	1.00	
$S_0=c_e c_t \mu S_g$=	1.50	кПа, нормативн. значение снег. нагрузки ($c_e c_t \mu$=1)
$S'_0=0,5*S_0$=	0.75	кПа, пониженное нормативн. значение снег. нагрузки ($c_e c_t \mu$=1)
b=	16.00	м, длина зоны повышенного снегоотложения
μ=	3.15	коэф. перехода от веса снег. покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f$=	4.73	кПа, расчётное значение снеговой нагрузки
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f/10$=	0.47	т/м^2, расчётное значение снеговой нагрузки

е) Коэффициент μ_1 следует принимать:

$\mu_1 = 1-2m_2$ при $l'_2 \le b$ и для покрытий без парапетов при $\mu \le \frac{2h}{S_0}$;

$\mu_1 = 1-\frac{m_2 l'_2}{l'_2-h}$ при $l'_2 > b$ и $\mu \le \frac{2h}{S_0}$ - для покрытии с парапетами, где μ принимается из пункта б);

$\mu_1 = \frac{l'_2-0,5\mu b}{l'_2-0,5b}$ - в остальных случаях, где μ принимается из пункта д), но не менее 0,2.

μ_1=	0.44	коэф. перехода от веса снег. покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f$=	0.65	кПа, расчётное значение снеговой нагрузки
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f/10$=	0.07	т/м^2, расчётное значение снеговой нагрузки

На кровлю пятого этажа:

начало табл.2.1.3

Б.8 Здания с перепадом высоты по СП 20.13330.2016		
Исходные данные:		
Район	*III*	снеговой район
Тип местности	*B*	приним. по п. 11.1.6
α=	*0*	град, угол наклона кровли верхней части
H=	*17.5*	м, высота здания
a=	*20.14*	м, длина или пролётнижней части
c_t=	*1*	термический коэф. принимаем. по п.10.6
γ_n=	*1*	коэф. надёжности по ответственности (ГОСТ 27751-2014)
γ_f=	**1.4**	коэф.надёжности по нагрузке
	Да	Парапет есть на верхнем покрытии?
	Нет	Покрытие с продольными фонарями
	Здание	Нижнее покрытие
l_1=	*5.2*	м, пролёт левой части здания
l_2=	*8.6*	м, пролёт правой части здания
l_1^*=		м, высота продольного фонаря
l_2^*=		м, высота продольного фонаря
h=	*2.4*	м, высота перепада
h_1=		м, высота фонаря
h_2=		м, высота фонаря
h_1^*=		м, высота продольного фонаря
h_2^*=		м, высота продольного фонаря
d_1=		м, расстояние от торца здания до фонаря
d_2=		м, расстояние от торца здания до фонаря
β=	*0*	град, угол наклона кровли нижней части (положительный угол при уклоне от здания, отрицательный при уклоне к зданию)
φ=	*0*	град, скат нижней части здания

конец табл.2.1.3

Результат расчёта:		
к=	0.65	коэффициент по табл. 11.2
$C_e=(1,2-0,4k^{-0,3})(0,8+0,002a)$	0.74	коэф. учитывающий снос снега приним. по п. 10.2
S_g=	1.50	кПа, вес снег. покрова на 1м^2 гор. пов-ти земли по п.10.2
l'_1=	5.20	м, длина участка верхнего покрытия с которого переносится снег в зону перепада высоты
l'_2=	8.60	м,длина участка нижнего покрытия с которого переносится снег в зону перепада высоты
$l'_1+l'_2$=	13.80	м, сумма длин участков с которых переносится снег
m_1=	0.40	доля снега, переносимого ветром к перепаду высоты
m_2=	0.49	доля снега, переносимого ветром к перепаду высоты
k_1=	0.98	
k_2=	1.00	$1+\frac{1}{h}(m_1 l'_1+m_2 l'_2)$ = 3.62
k_3=	1.00	
$S_0=c_e c_t \mu S_g$=	1.50	кПа, нормативн. значение снег. нагрузки ($c_e c_t \mu$=1)
$S'_0=0,5*S_0$=	0.75	кПа, пониженное нормативн. значение снег. нагрузки ($c_e c_t \mu$=1)
b=	5.44	м, длина зоны повышенного снегоотложения
μ=	3.20	коэф. перехода от веса снег. покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f$=	4.96	кПа, расчётное значение снеговой нагрузки
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f/10$=	0.50	т/м^2, расчётное значение снеговой нагрузки

е) Коэффициент μ_1 следует принимать:

$\mu_1 = 1-2m_2$ при $l'_2 \le b$ и для покрытий без парапетов при $\mu \le \frac{2h}{S_0}$;

$\mu_1 = 1-\frac{m_2 l'_2}{l'_2-h}$ при $l'_2 > b$ и $\mu \le \frac{2h}{S_0}$ - для покрытии с парапетами, где μ принимается из пункта б);

$\mu_1 = \frac{l'_2-0,5\mu b}{l'_2-0,5b}$ - в остальных случаях, где μ принимается из пункта д), но не менее 0,2.

μ_1=	0.32	коэф. перехода от веса снег. покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f$=	0.50	кПа, расчётное значение снеговой нагрузки
$S=c_e c_t \mu S_g \gamma_n \gamma_f/10$=	0.05	т/м^2, расчётное значение снеговой нагрузки

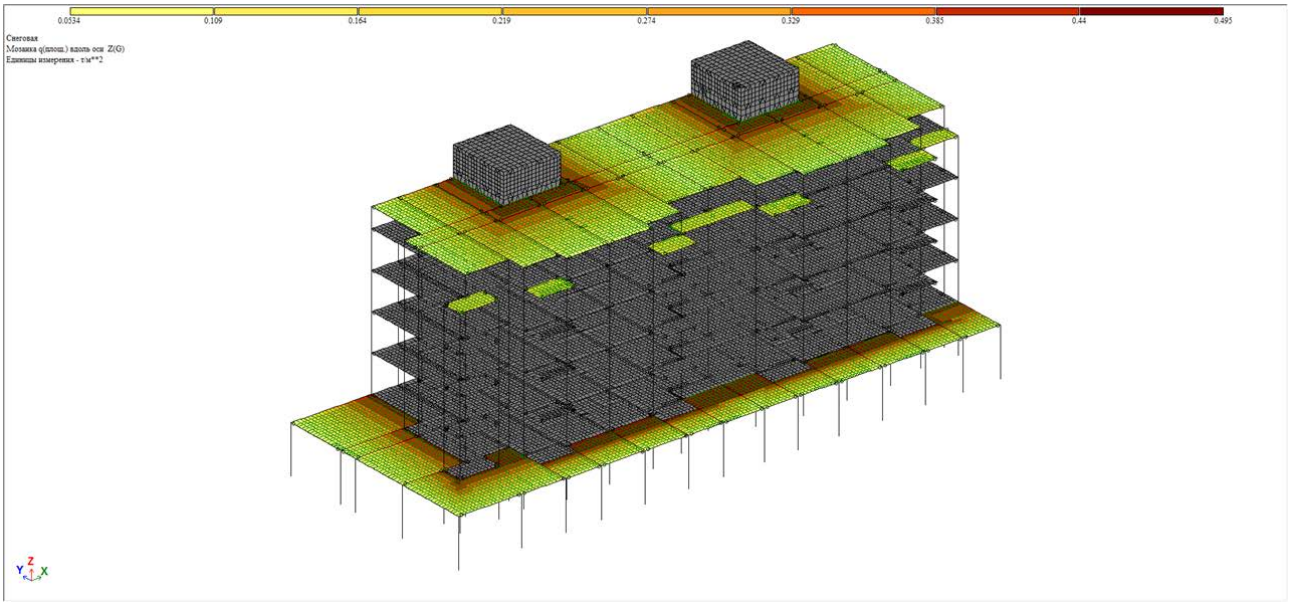


Рис. 2.1.11 Загружение от снеговой нагрузки (общий вид)

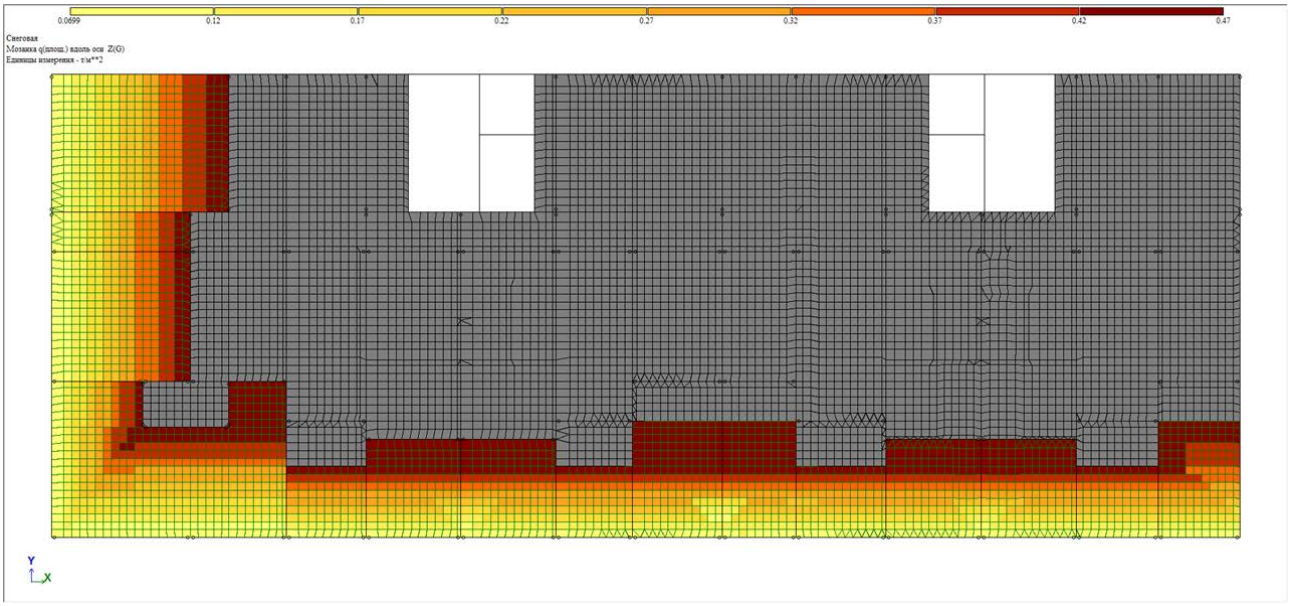


Рис. 2.1.12 Загружение от снеговой нагрузки (кровля первого этажа)

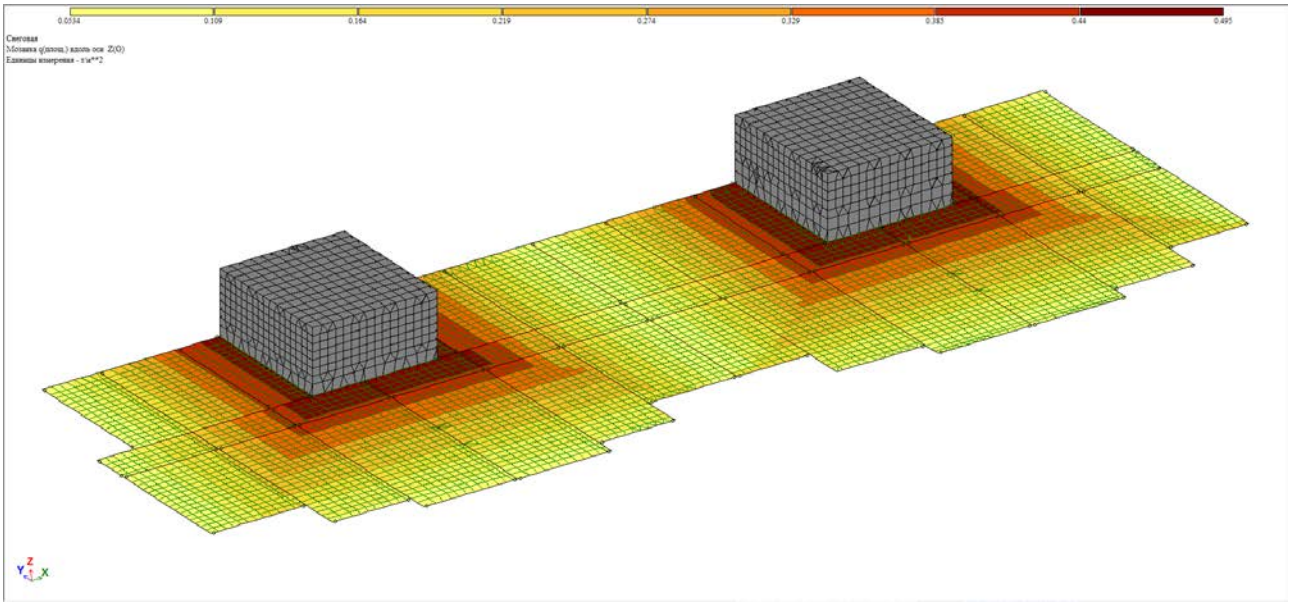


Рис. 2.1.13 Загружение от снеговой нагрузки (кровля пятого этажа)

- Ветровая нагрузка:

Средняя составляющая ветрового давления:

$$w_m = w_0 \cdot k(Z_e) \cdot c.$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления; $k(Z_e)$ – коэффициент. учитывающий изменение ветрового давления для высоты Z_e.

c – аэродинамический коэффициент. w_0=0.23 кПа (Ветровой район: 1)

Нормативная нагрузка, кПа		
Высоты:	При c=0.8:	При c=0.5:
0–3.9м:	0.23·0.5·0.8=0.092	0.23·0.5·0.5=0.058
3.9м:	0.23·0.5·0.8=0.092	0.23·0.5·0.5=0.058
6.9м:	0.23·0.56·0.8=0.103	0.23·0.56·0.5=0.064
9.9м:	0.23·0.647·0.8=0.119	0.23·0.647·0.5=0.074
12.9м:	0.23·0.71·0.8=0.131	0.23·0.71·0.5=0.082
15.9м:	0.23·0.77·0.8=0.142	0.23·0.77·0.5=0.089
17.5м:	0.23·0.8·0.8=0.147	0.23·0.8·0.5=0.092

Расчетная нагрузка ($\cdot\gamma_f \cdot A_{гр.}$), кН/м		
Высоты:	При с=0.8:	При с=0.5:
3.9м:	0.092·1.4·3.45=0.444	0.058·1.4·3.45=0.28
6.9м:	0.103·1.4·3=0.432	0.064·1.4·3=0.27
9.9м:	0.119·1.4·3=0.5	0.074·1.4·3=0.31
12.9м:	0.131·1.4·3=0.55	0.082·1.4·3=0.344
15.9м:	0.142·1.4·2.3=0.46	0.089·1.4·2.3=0.287
17.5м:	0.147·1.4·0.8=0.16	0.092·1.4·0.8=0.1
γ_f=1.4; $A_{гр.}$ – грузовая площадь		

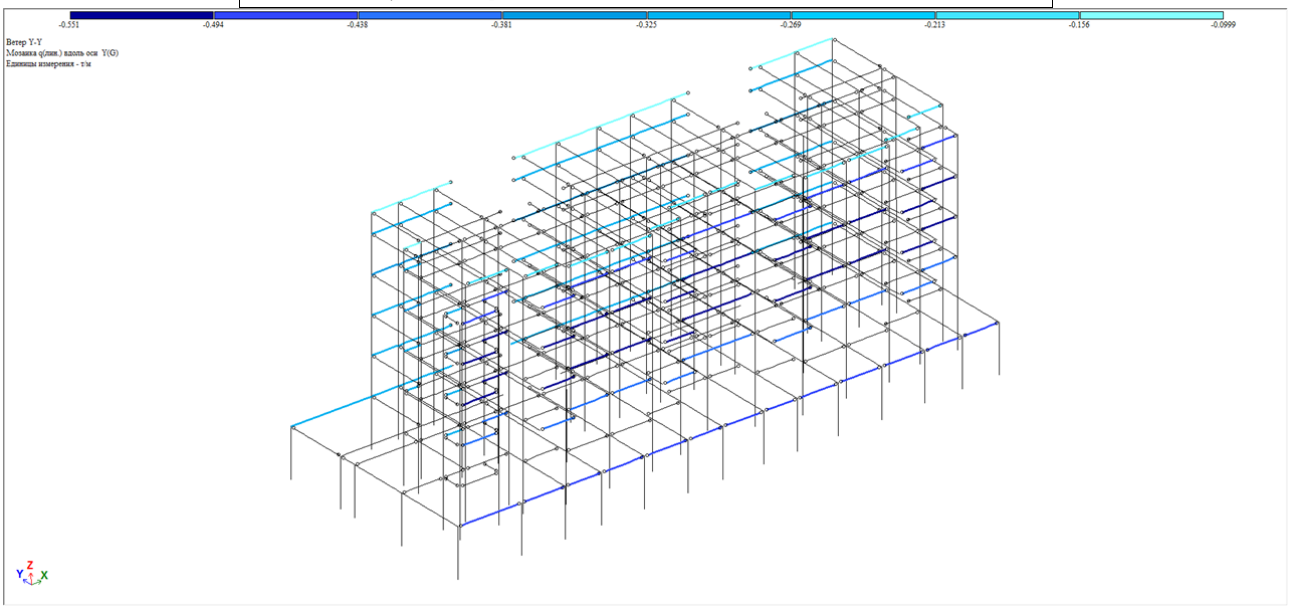


Рис. 2.1.14 Загружение от ветровой нагрузки по оси Y-Y (общий вид)

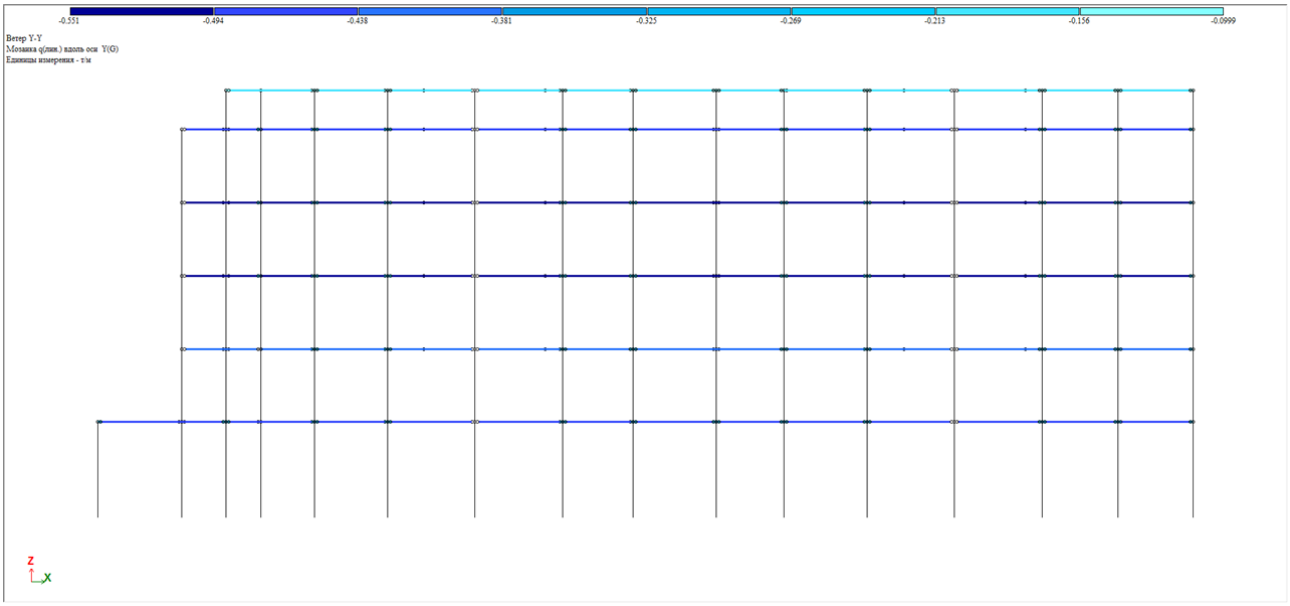


Рис. 2.1.15 Загружение от ветровой нагрузки по оси Y-Y (плоскость YOZ)

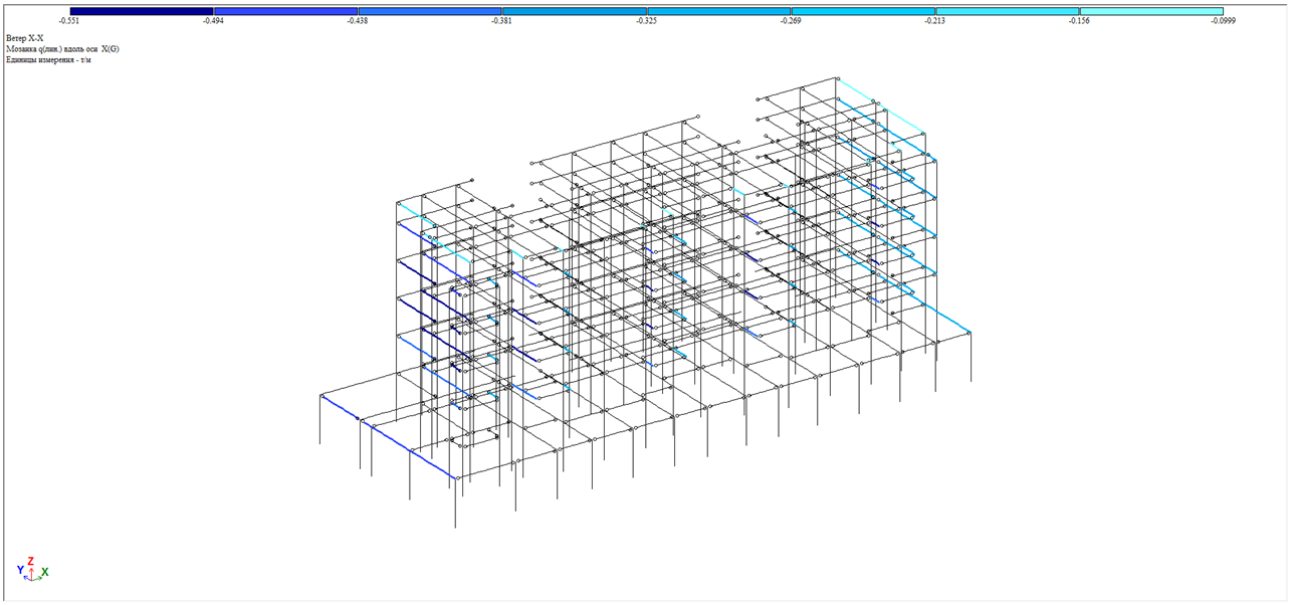


Рис. 2.1.16 Загружение от ветровой нагрузки по оси X-X (общий вид)

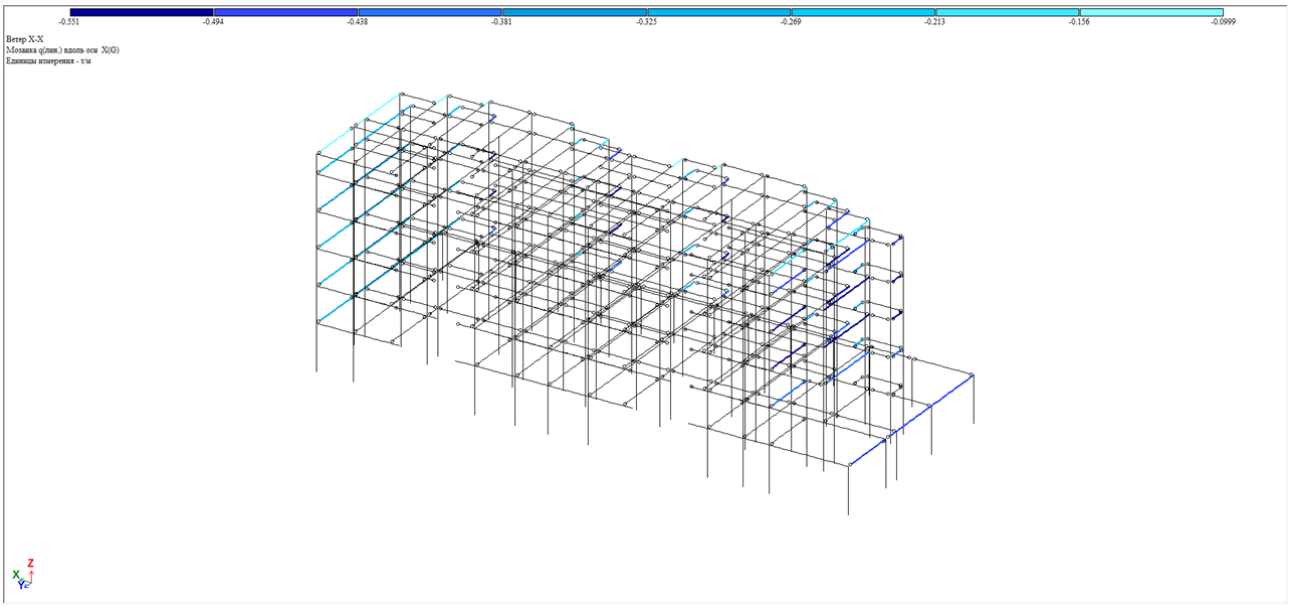
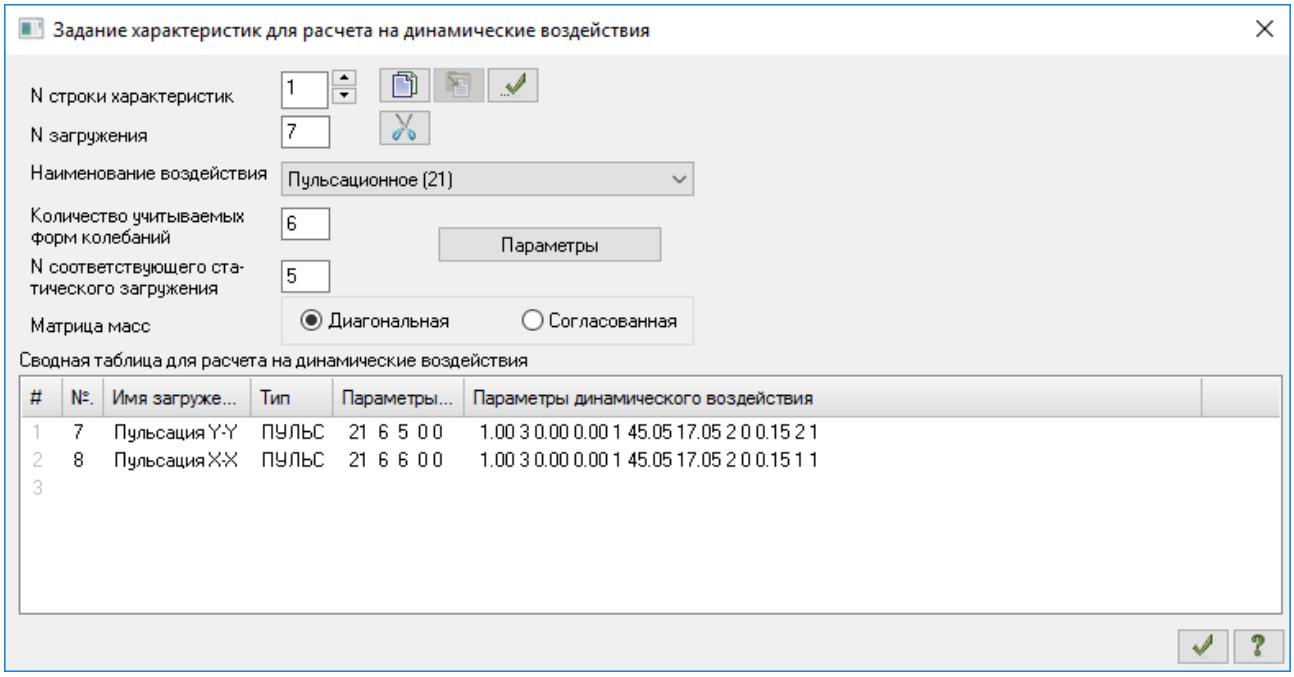


Рис. 2.1.17 Загружение от ветровой нагрузки по оси X-X (общийвид)

Пульсационная составляющая ветрового давления учтена программным комплексом путем преобразования статических загружений в массы.

табл.2.1.4


Задание характеристик для расчета на динамические воздействия
N строки характеристик
1
N загружения
7
Наименование воздействия
Пульсационное (21)
Количество учитываемых форм колебаний
6
Параметры
N соответствующего статического загружения
5
Матрица масс
Диагональная
Согласованная
Сводная таблица для расчета на динамические воздействия
№. Имя загруже... Тип Параметры... Параметры динамического воздействия
1 7 Пульсация Y-Y ПУЛЬС 21 6 5 0 0 1.00 3 0.00 0.00 1 45.05 17.05 2 0 0.15 2 1
2 8 Пульсация X-X ПУЛЬС 21 6 6 0 0 1.00 3 0.00 0.00 1 45.05 17.05 2 0 0.15 1 1
3

3. Конструктивный расчет:

3.1 Конструирование:

В ПК «ЛИРА-САПР 2016» была обеспечена совместаня работа пластин моделирующих плиту перекрытия и двутавровых балок, путем разбиения последних на элементы с шагом равным сетки узлов пластин.

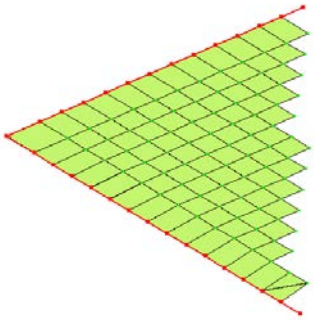


Рис.3.1.1 Фрагмент покрытия первого этажа

Так для корректного расчёта балок, разбитых по длине, чтобы учесть весь пролет при расчете по 2-й группе предельных состояний, конечные элементы балки были объединены в конструктивный элемент и заданы раскрепления для прогибов.

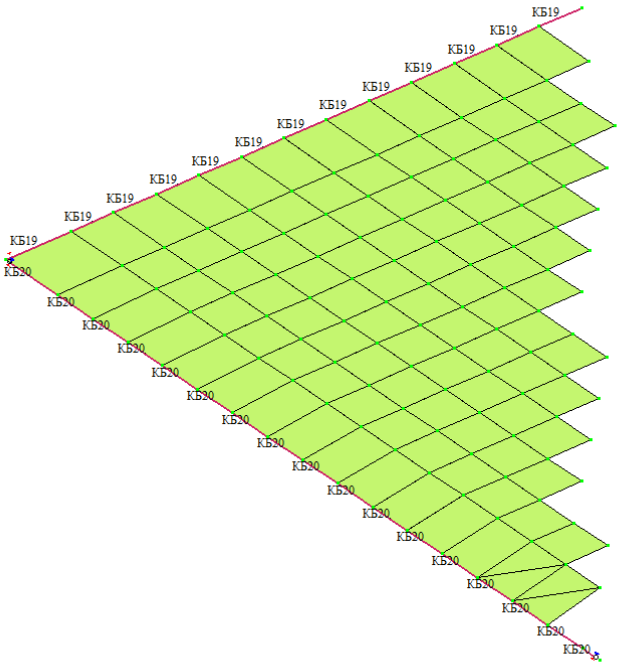


Рис.3.1.2 Фрагмент покрытия первого этажа

На узлы колонн были наложены связи в соответствии с заданной базой колонны

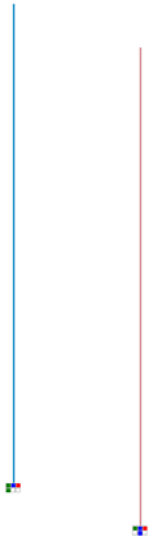
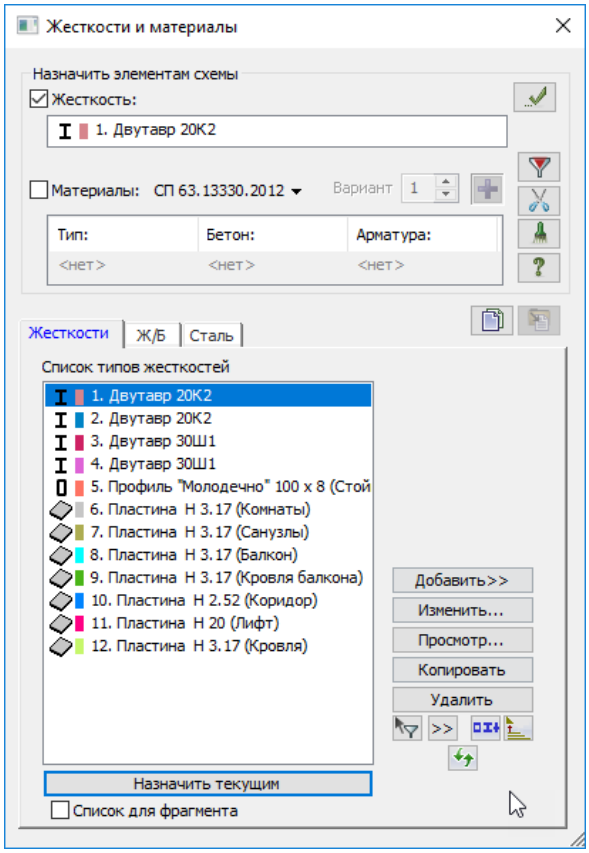


Рис.3.1.3 Фрагмент колонн первого этажа

табл.3.1.1.



Для пластин, моделирующих перекрытие, была задана условная жесткость для передачи равномерно-распределенных нагрузок на главные балки перекрытия: толщина пластин была получена путем приведения момента инерции редуцированного сечения балок ЛСТК (см. Прил.А) к моменту инерции прямоугольного листа шириной 1 м:

Квартиры/санузлы/балконы (шаг балок ЛСТК 0.5м):

$$I_{x,\ 1м} = \frac{I_x}{0.5} = \frac{133.37}{0.5} = 266.74\ см^4$$

$$I_{x,\ 1м} = \frac{100\ см \cdot t^3}{12} = 266.74\ см^4$$

$$t = \sqrt[3]{\frac{266.74 \cdot 12}{100}} = 3.17\ см$$

Коридор: (шаг балок ЛСТК 1 м):

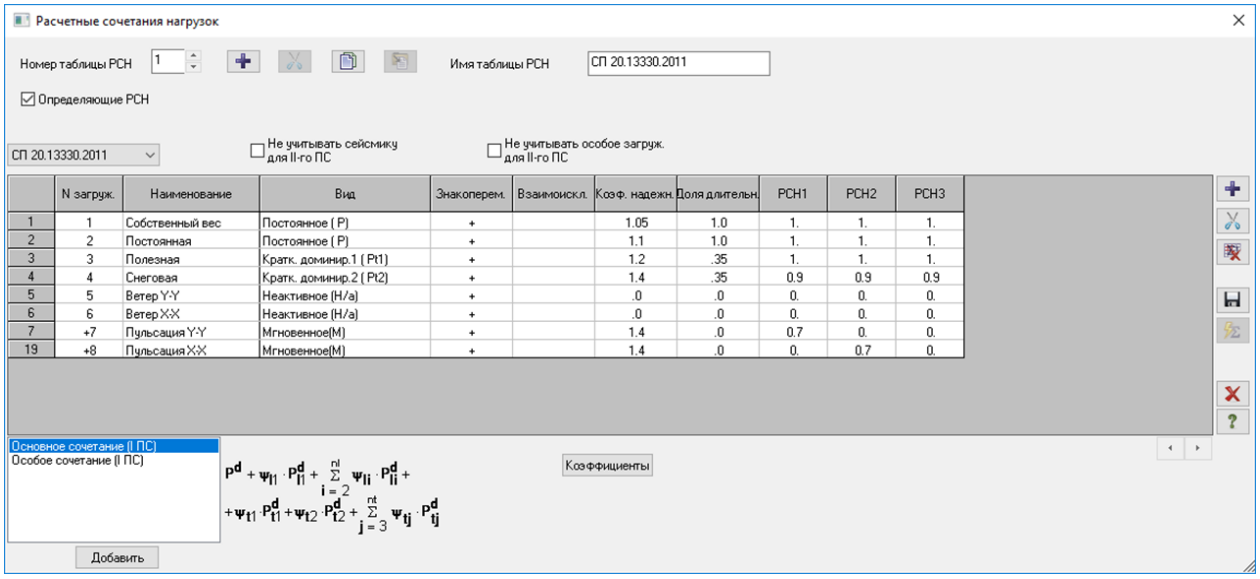
$$I_{x,\ 1м} = \frac{I_x}{1} = \frac{133.37}{1} = 133.37\ см^4$$

$$I_{x,\ 1м} = \frac{100\ см \cdot t^3}{12} = 133.37\ см^4$$

$$t = \sqrt[3]{\frac{133.37 \cdot 12}{100}} = 2.52\ см$$

Расчетные сочетания нагрузок:

табл.3.1.2



Расчетные сочетания нагрузок

Номер таблицы РСН 1 | Имя таблицы РСН СП 20.13330.2011

☑ Определяющие РСН

СП 20.13330.2011 | ☐ Не учитывать сейсмику для II-го ПС | ☐ Не учитывать особое загруж. для II-го ПС

	N загруж.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.	Коэф. надежн.	Доля длительн.	РСН1	РСН2	РСН3
1	1	Собственный вес	Постоянное (P)	+		1.05	1.0	1.	1.	1.
2	2	Постоянная	Постоянное (P)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
3	3	Полезная	Кратк. доминир.1 (Pt1)	+		1.2	.35	1.	1.	1.
4	4	Снеговая	Кратк. доминир.2 (Pt2)	+		1.4	.35	0.9	0.9	0.9
5	5	Ветер Y-Y	Неактивное (H/a)	+		.0	.0	0.	0.	0.
6	6	Ветер X-X	Неактивное (H/a)	+		.0	.0	0.	0.	0.
7	+7	Пульсация Y-Y	Мгновенное(M)	+		1.4	.0	0.7	0.	0.
19	+8	Пульсация X-X	Мгновенное(M)	+		1.4	.0	0.	0.7	0.

Основное сочетание (I ПС)
Особое сочетание (I ПС)

$$P^d + \psi_{l1} \cdot P^d_{l1} + \sum_{i=2}^{nl} \psi_{li} \cdot P^d_{li} + \psi_{t1} \cdot P^d_{t1} + \psi_{t2} \cdot P^d_{t2} + \sum_{j=3}^{nt} \psi_{tj} \cdot P^d_{tj}$$

Коэффициенты

Добавить

Материалы и дополнительные характеристики конструктивного расчета:

табл.3.1.3

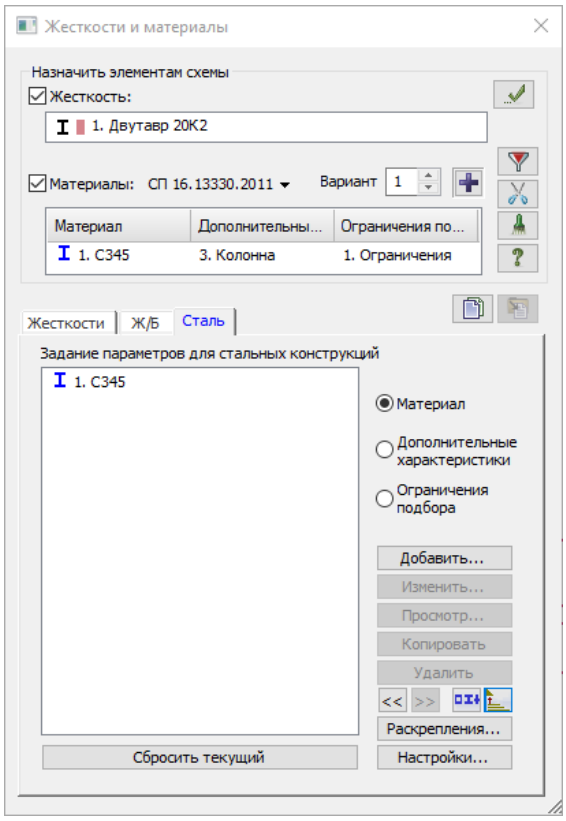


табл.3.1.4

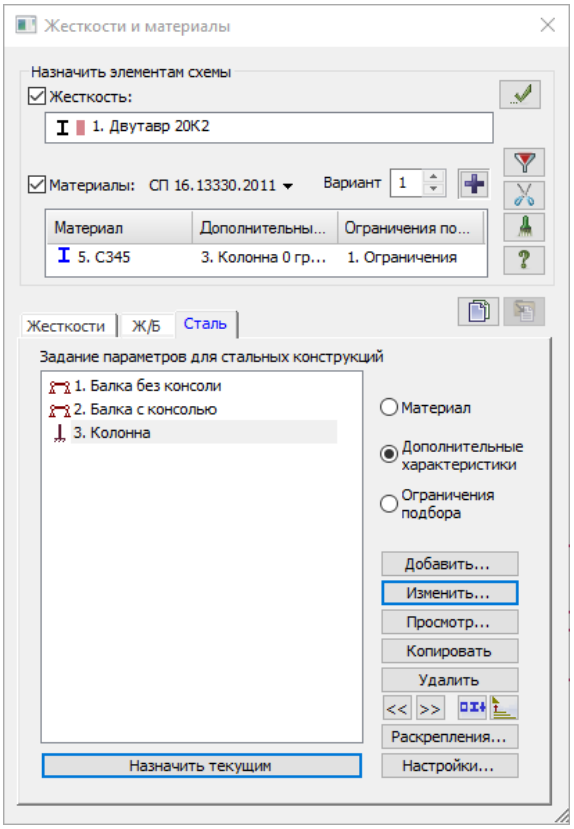


табл.3.1.5

Параметры

Нормы проектирования	СП 16.13330.2011
Номер	3
Комментарий	Колонна
Тип элемента	
Ферменный	○
Колонна	●
Балка	○
Коэффициенты условий работы и надежности	
Yc устойчивости	0.95
Yc прочности	0.95
Yn	1
Напряженно-деформированное состояние	1-й класс
Предельная гибкость	
основная колонна	●
неосновная колонна	○
прочая	○
На сжатие	180-60а
На растяжение	300
Yfy	1.6
Yfz	1.6
Расчетные длины	
Lef z, м	2.91
Lef y, м	4.99
Lef b, м	1
использовать коэффициенты длины	☐

табл.3.1.6

Задание жесткости для пластин

☐ Учет ортотропии

E 1000 т/м² E2 0

V 0.3 V21 0

G 0

H 3.17 см Ro 7.85 т/м³

Учет нелинейности ☐

Тип КЭ

Плита,оболочка

Балка-стенка

Параметры материала

Параметры арматуры

☐ Учет сдвига

Меньший размер пластины 0 м

Комментарий

Санузлы

Цвет

3.2 Результаты конструктивного расчета:

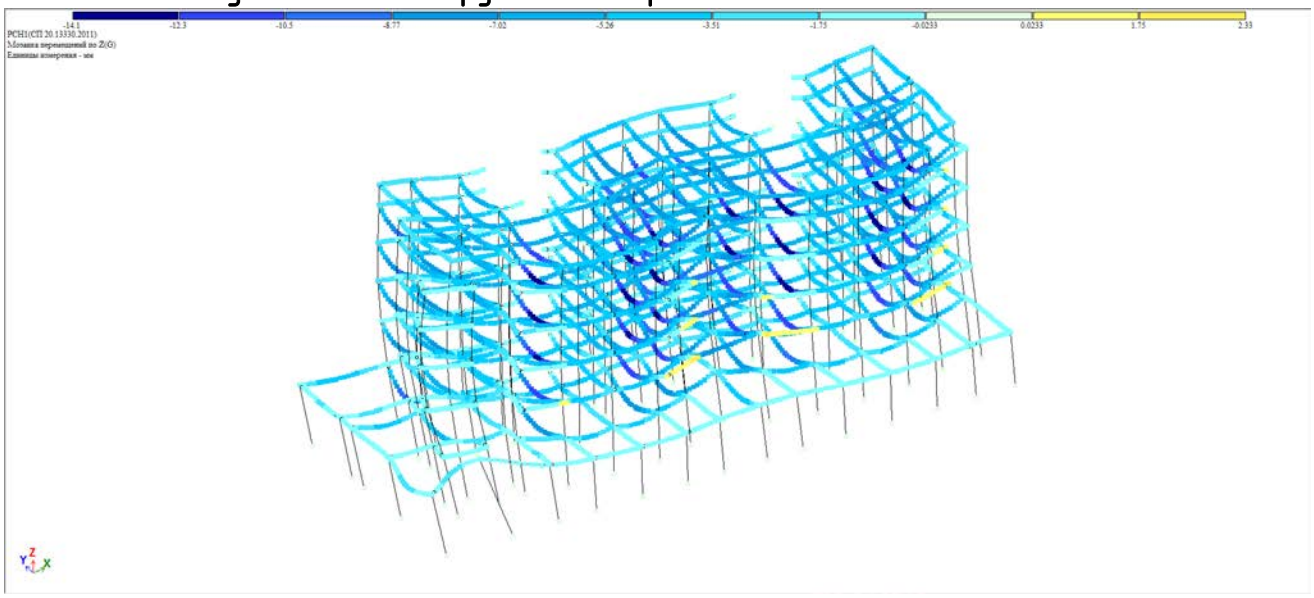


Рис.3.2.1 Прогибы по Z

Максимальный прогиб для балки составил 14.1 мм. Предельно допустимый прогиб:

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{7100}{200} = 35.5 \text{ мм}$$

Вывод: Вертикальное перемещение балок не превышает предельно допустимого.

Расчетные длины:

По результатам расчета была выбрана колонна с макимальной продольной силой. Ее расчетные длины были присвоены всем колоннам в запас устойчивости.

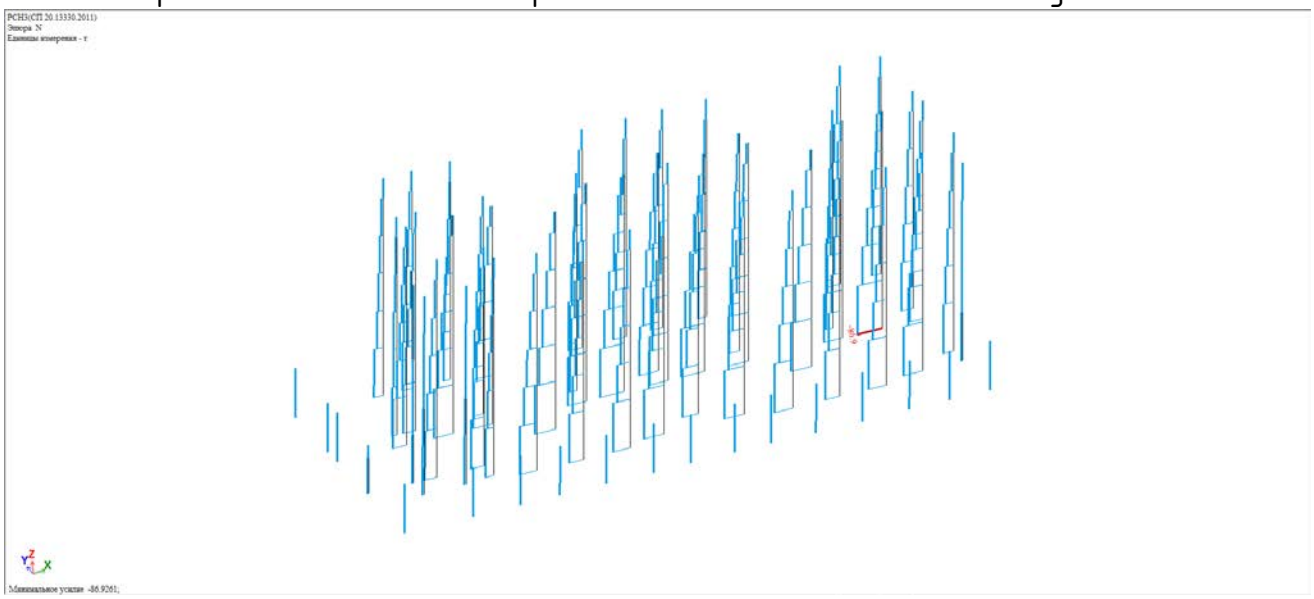


Рис.3.2.2 Эпюры продольных сил N в колоннах

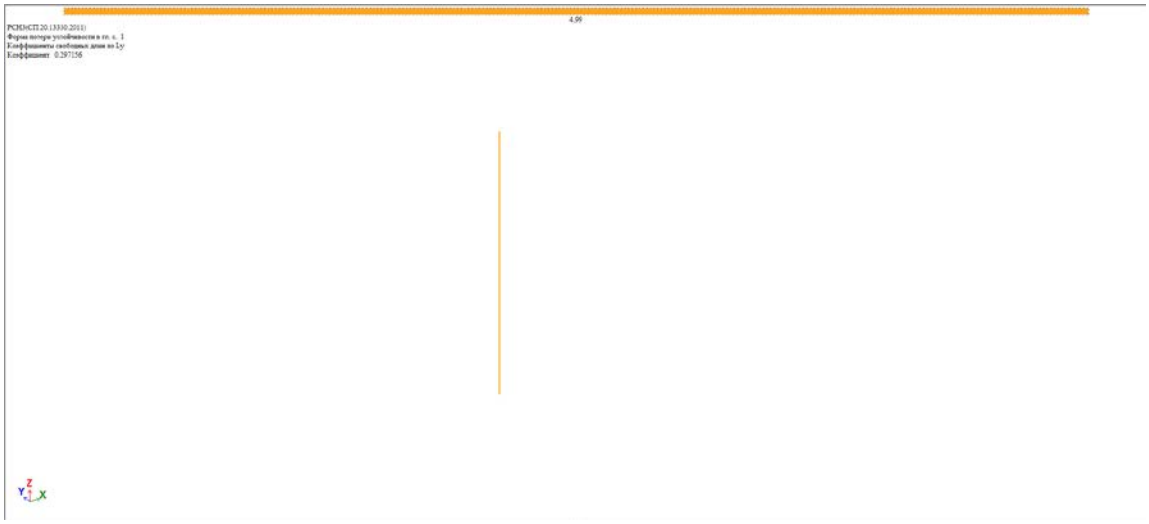


Рис.3.2.3 Расчетная длина максимально нагруженной колонны Ly

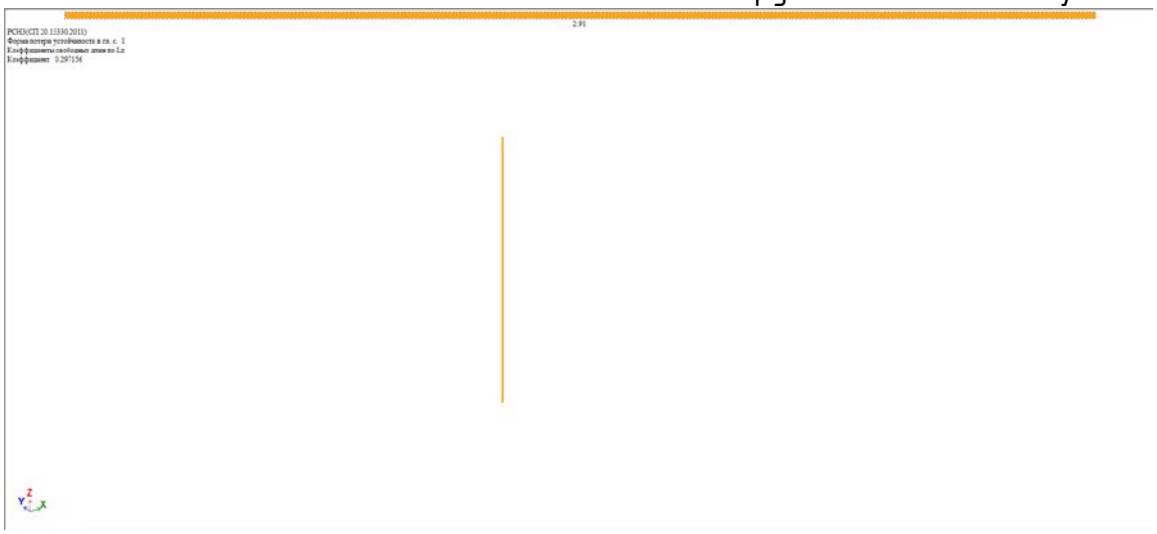


Рис.3.2.4 Расчетная длина максимально нагруженной колонны Lz

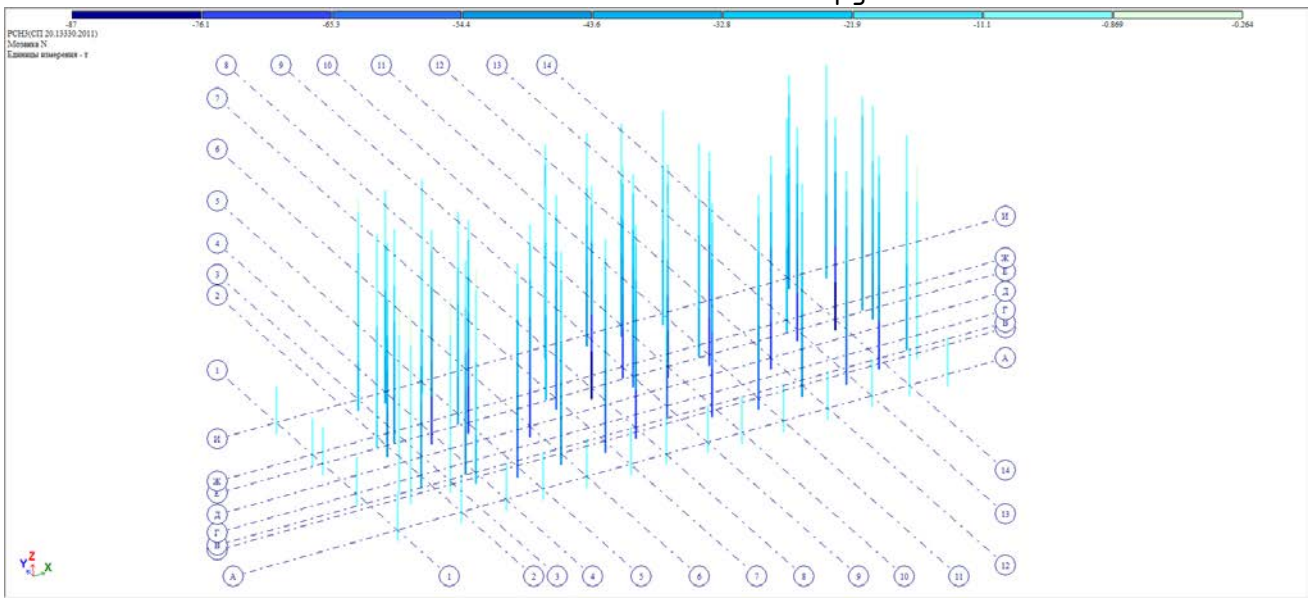


Рис.3.2.5 Мозаика N в колоннах

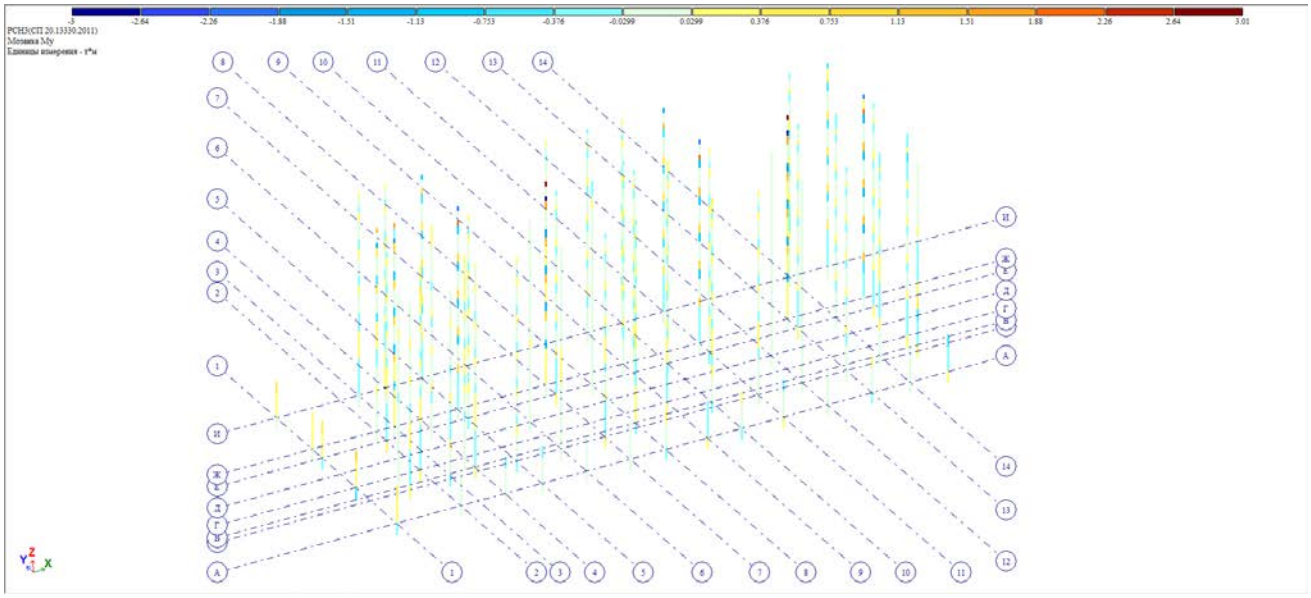


Рис.3.2.6 Мозаика My в колоннах

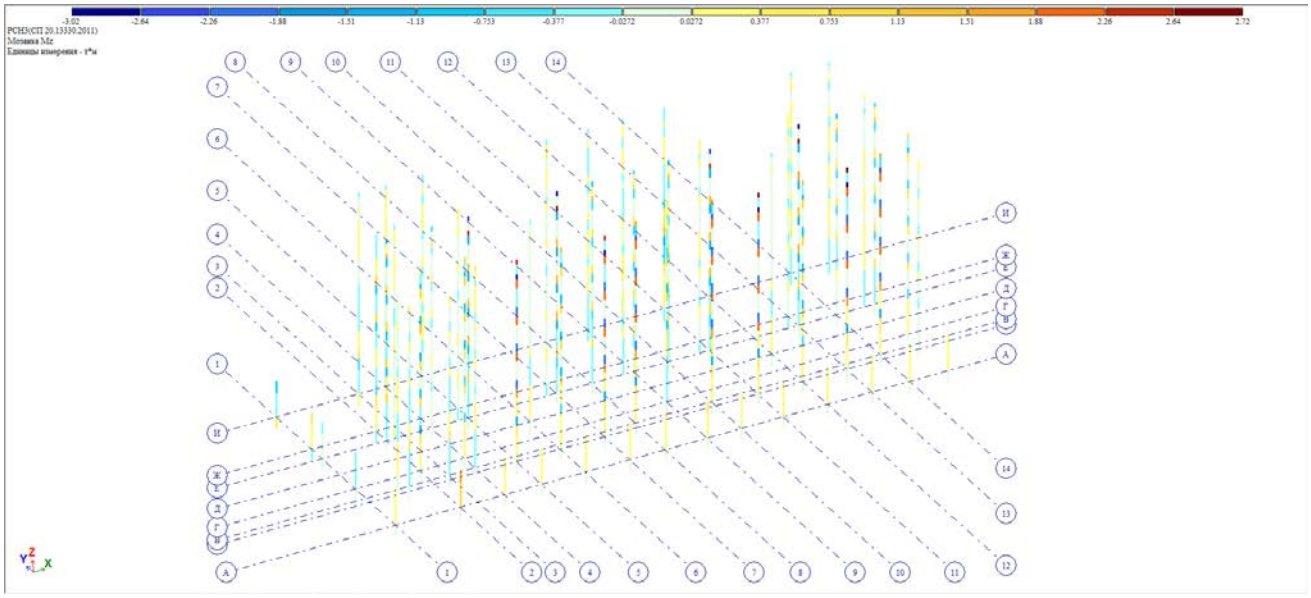


Рис.3.2.7 Мозаика Mz в колоннах

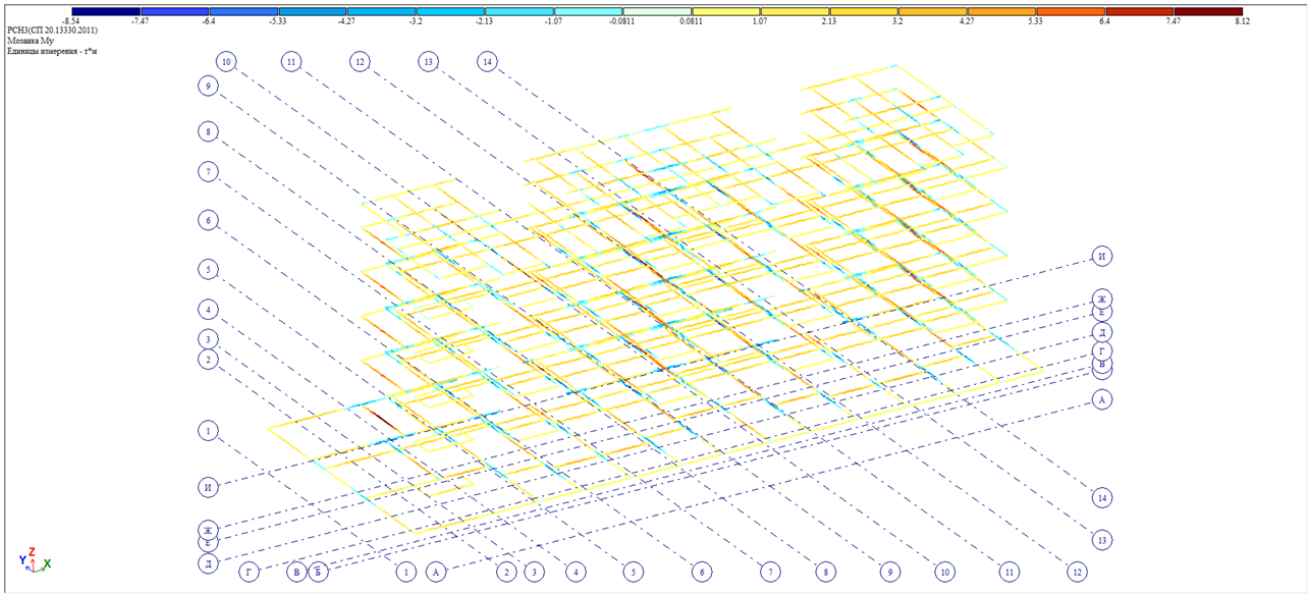


Рис.3.2.8 Мозаика My в балках

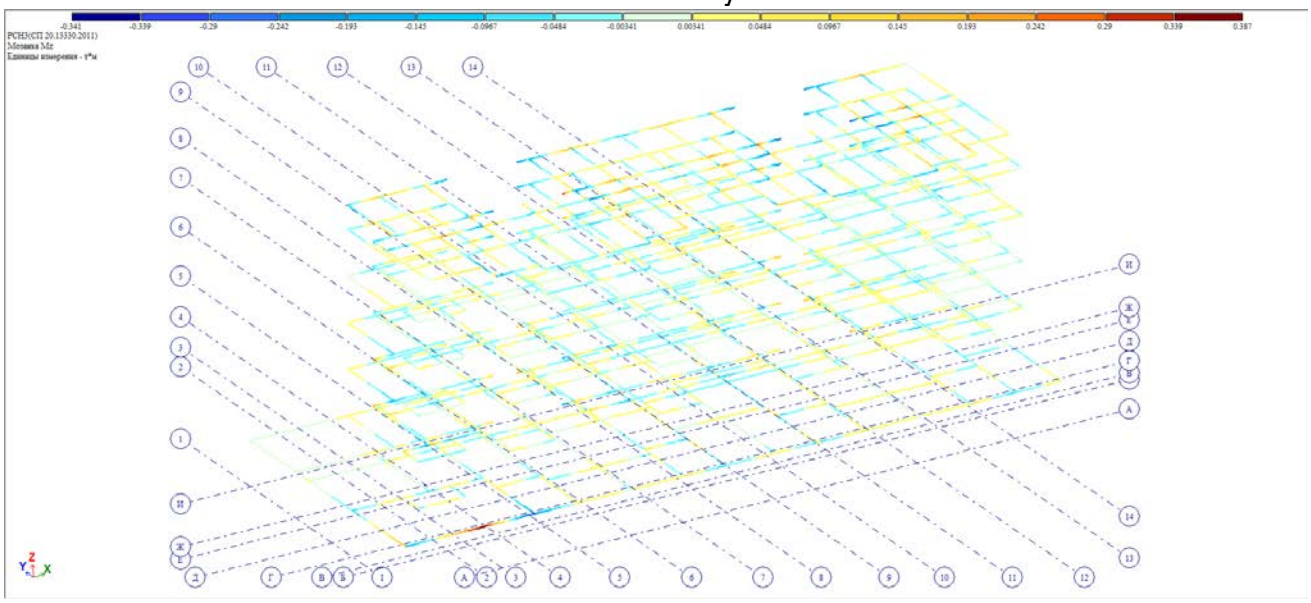


Рис.3.2.9 Мозаика Mz в балках

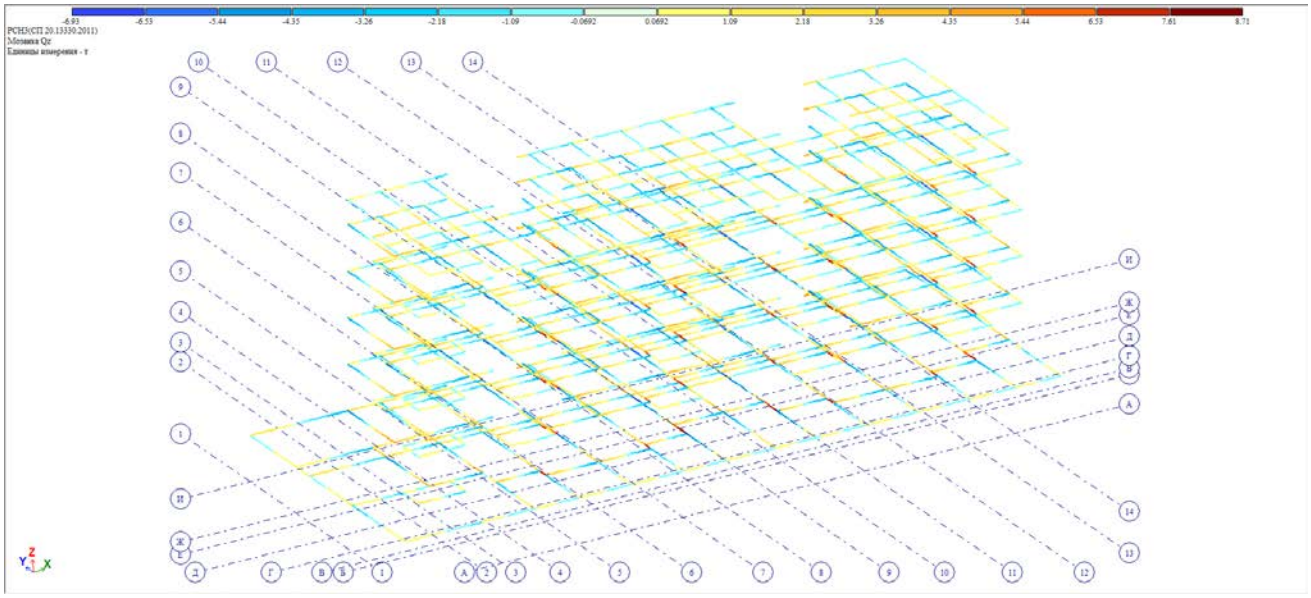


Рис.3.2.10 Мозаика Qz в балках

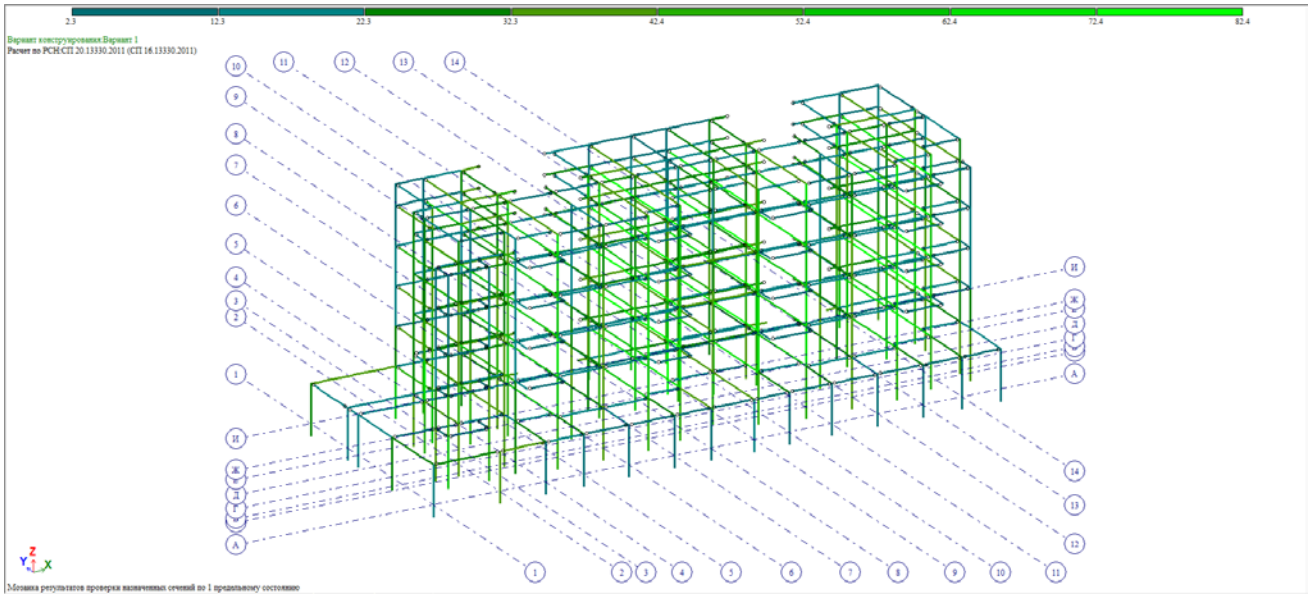


Рис.3.2.11 Результаты проверки каркаса по 1-й группе предельных состояний

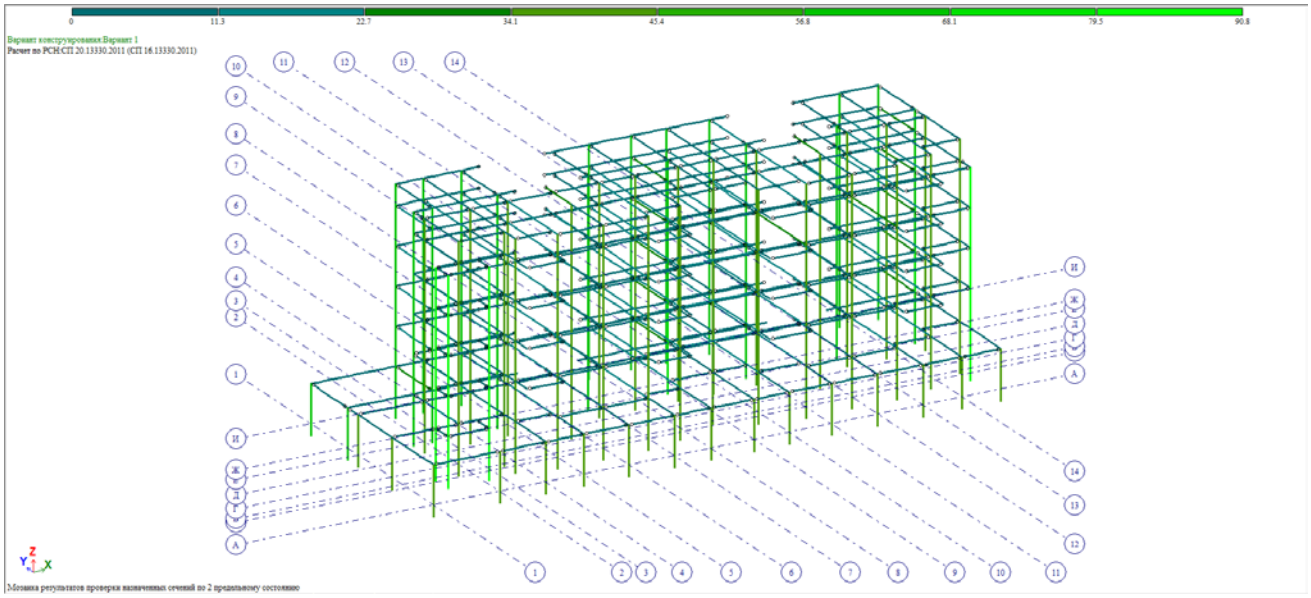


Рис.3.2.12 Результаты проверки каркаса по 2-й группе предельных состояний

Вывод: все подобранные сечения удовлетворяют проверкам по 1-й и 2-й группам предельных состояний.

4. Огнестойкость:

Согласно табл.4 (табл.21 ФЗ №123) для второй степени огнестойкости, необходимо обеспечить для колонн R90, для междуэтажных перекрытий REI45.

табл.4

Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков	Предел огнестойкости строительных конструкций						
	Несущие стены, колонны и другие несущие элементы	Наружные ненесущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Строительные конструкции бесчердачных покрытий		Строительные конструкции лестничных клеток	
				настилы (в том числе с утеплителем)	фермы, балки, прогоны	внутренние стены	марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется

Для обеспечения огнезащиты колонн, была применена система «ЕТ-профиль» компании «Тизол» (Сертификат соответствия №С-RU.ПБ34.В.02025). Согласно таблицам компании, ПТМ (мм) колонны 20К2 равняется 5.15 мм. Принимаем толщину МБОР-Ф (материал базальтовый огнезащитный рулонный фольгированный) 13 мм. Перед устройством огнезащиты МБОР-Ф на поверхность колонны необходимо нанести огнезащитный состав «Плазас» на основе силикатных вяжущих, минеральных наполнителей и химических добавок.

Таблица 3 Двутавры колонные ГОСТ 57837-2017	
N профиля	ПТМ (мм)
20К1	4,57
20К2	5,15
23К1	4,83
23К2	5,49
26К1	5,52
26К2	6,17
26К3	6,99
30К1	6,20
30К2	7,02
30К3	7,91
35К1	6,88
35К2	7,86
35К3	9,00
40К1	7,56
40К2	9,03
40К3	10,98

Рис. 4.1 Таблица ПТМ

Рекомендуемая толщина материала **МБОР** (*мм*) для требуемого предела огнестойкости в зависимости приведенной толщины металла защищаемой конструкции при критической температуре стальной конструкции 500 ^0C.

П.т.м.*, *мм*	R15	R30	R45	R60	R90	R120
2,4	8	8	8	10	20**	-
3,0	8	8	8	8	18***	-
3,4	8	8	8	8	16	-
4,0	8	8	8	8	15	-
4,9	8	8	8	8	13	-
5,9	8	8	8	8	13	20**
6,4	8	8	8	8	10	20**
7,0	8	8	8	8	8	18***
7,9	8	8	8	8	8	16

Рис. 4.2 Таблица по выбору толщины материала МБОР

Для обеспечения требуемого предела огнестойкости двутавровых балок и балок ЛСТК была применена обшивка двумя слоями ГКЛ. Для предотвращения выпадения слоя минераловатного утеплителя под двухслойную подшивку из ГКЛ общей толщиной 25 мм следует проложить тонкую просечно-вытяжную сетку или стальные струны из проволоки диаметром 2 мм с шагом не более 250 мм

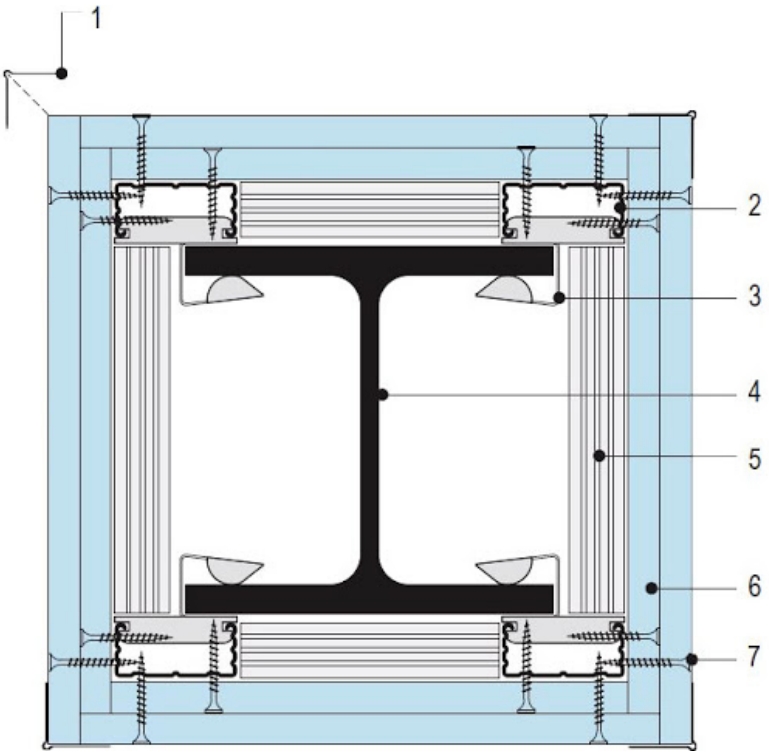


Рис. 4.3 Схема конструктивной огнезащиты балок перекрытия

Приложение А:

Расчет балок ЛСТК:

Для расчета второстепенных балок из ЛСТК зададимся С-образным профилем с отгибами:

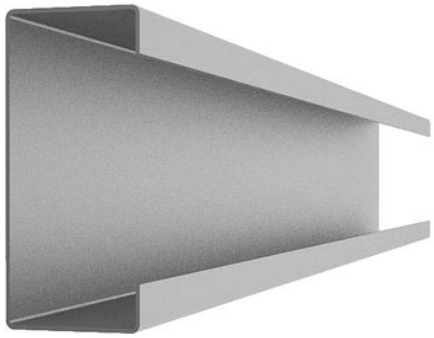


Рис.1 ЛСТК профиль

Статический расчет:

$$q=q^{пост.}+q^{врем.}$$

где $q^{пост.}$- расчетная постоянная нагрузка, т/м^2 (нагрузка от собственного веса полов, перегородок);

$q^{врем.}$- расчетная временная нагрузка, т/м^2 (полезная нагрузка в зависимости от типа помещения).

Равномерно распределенная нагрузка:

Квартиры: $q=0.244+0.18=0.424$ т/м^2;

Коридоры: $q=0.244+0.36=0.604$ т/м^2;

Санузлы: $q=0.273+0.24=0.513$ т/м^2;

Балконы $q=0.244+0.48=0.724$ т/м^2.

Погонная нагрузка:

$$q^{пог}= q \cdot B,$$

где B – шаг балок, м

Квартиры: $q^{пог}=0.424 \cdot 0.5=0.212$ т/м;

Коридоры: $q^{пог}=0.604 \cdot 1=0.604$ т/м;

Санузлы: $q^{пог}$=0.513 · 0.5 =0.256 т/м;

Балконы $q^{пог}$=0.724 · 0.5=0.362 т/м.

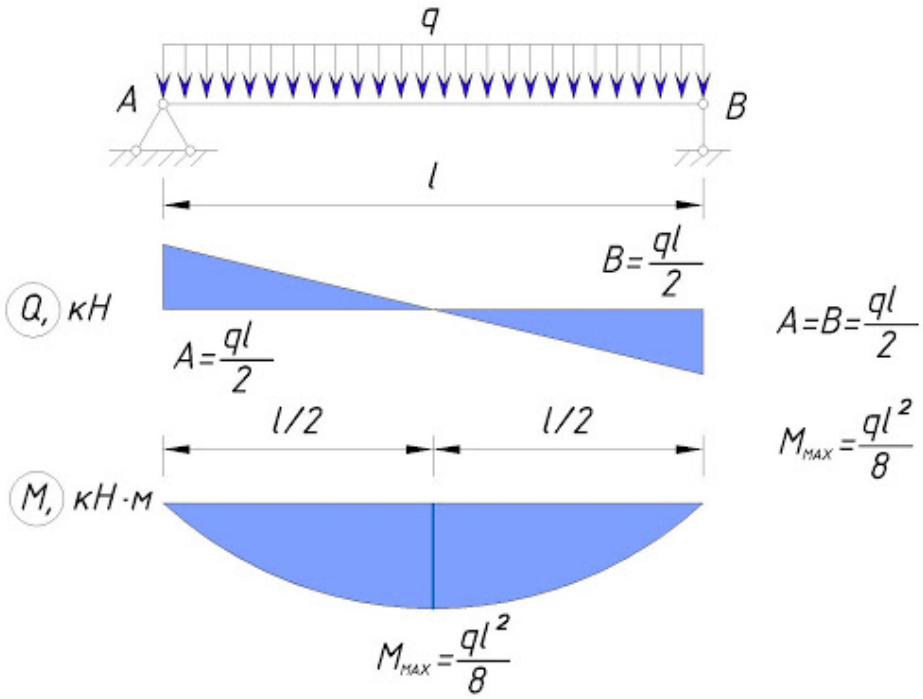


Рис. 2 Усилия в балке

Максимальный пролет балок в здании:

Коридор – 1.5 м;

Квартиры/санузлы – 3.6 м;

Балкон – 1.72 м.

	M_{max}, кН · м	Q, кН
Коридор	1.7	4.53
Квартиры/санузлы	3.43/4.15	3.82/4.61
Балкон	1.34	3.11

Конструктивный расчет (проверка заданного профиля)

Примем сталь 350 (R_y=330 МПа, $R_{y,n}$=350 Мпа)

Исходя из толщины звукоизоляционного слоя перекрытия конструктивно примем профиль с высотой 160 мм:

Характеристики стали		**марки 350**	
Расч. сопротивление	Ry	330	МПа
Норм. сопротивление	Ryn	350	МПа
модуль упругости	E	206000	МПа
коэф Пуассона	ν	0.3	
моудь сдвига	G	79000	МПа

Усилия, действующие в сечении:

	M	4.15	кНм
	Q	4.61	кН
коэффициент условий работы		0.95	

Размеры профиля

толщина	t	1.2	мм
высота	h	160	мм
ширина	b	60	мм
отгиб	c	18	мм
радиус загиба	r	4	мм

Геометрические характеристики профиля:

Площадь (S)	3.64	$см^2$
Момент инерции x (I_x)	143.85	$см^4$
Момент сопротивления x (W_x)	18.12	$см^3$
Момент инерции y (I_y)	18.02	$см^4$
Момент сопротивления y (W_y)	4.35	$см^3$
Расстояние до центра тяжести (x_0)	1.74	мм

Размеры профиля по серединным линиям:

Высота h_p= h-t=160-1.2=158.8 мм

ширина b_p= b-t=60-1.2=58.8 мм

отгиб c_p= c-t/2=18-1.2/2=17.4 мм

Напряжения в стенке (сжатие с +):

- сжатие σ_1=M/W_x=4.15·100/18.12=229.03 МПа
- растяжение σ_2=M/W_x=4.15·100/18.12= -229.03 МПа

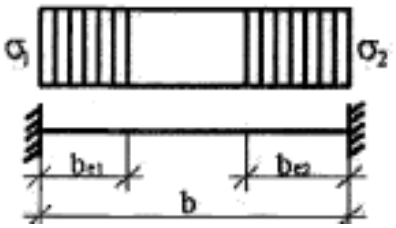
Напряжение на концах отгибов:

верхнего: $\sigma_3 = M \cdot 100 \cdot \frac{\frac{h}{2} - c}{I_x} = 4.15 \cdot 100 \cdot \frac{\frac{160}{2} - 18}{143.85} = 178.87$ Мпа

нижнего: $\sigma_4 = -M \cdot 100 \cdot \frac{\frac{h}{2} - c}{I_x} = -4.15 \cdot 100 \cdot \frac{\frac{160}{2} - 18}{143.85} = 178.87$ МПа

<u>Полки:</u>

Верхняя полка:



$\psi = 1$

$k\sigma = 4$

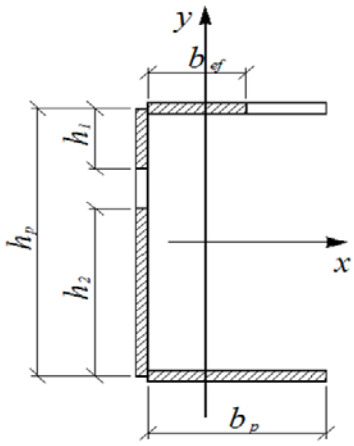
$$\sigma_{cr.} = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b_p^{\,2}} = \frac{4 \cdot 3.14^2 \cdot 206000 \cdot 1.2^2}{12 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot 158.8^2} = 310.18 \text{ МПа}$$

Условная гибкость сжатой полки:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr.}}} = \sqrt{\frac{330}{310.18}} = 1.03 > 0.673 \Rightarrow \qquad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1{,}0;$$

$$\rho = \frac{1.03 - 0.055(3+1)}{1.03^2} = 0.76 \le 1$$

Эффективная ширина полки:



- более сжатой:

$b_{ef}^{\text{б.с.}} = \rho \cdot b_p = 0.76 \cdot 58.8 = 44.84$ мм

$b_{e1}^{\text{б.с.}} = \frac{b_{ef}}{2} = \frac{44.84}{2} = 22.42$ мм

$b_{e2}^{\text{б.с.}} = \frac{b_{ef}}{2} = \frac{44.84}{2} = 22.42$ мм

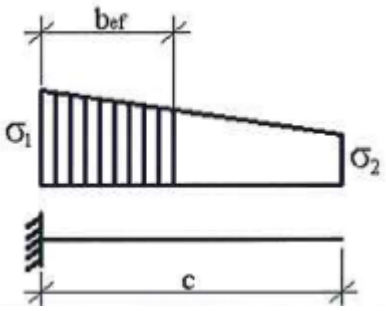
- менее сжатой:

$b_{ef}^{\text{м.с.}} = b_p = 58.8$ мм

$b_{e1}^{\text{м.с.}} = \frac{b_{ef}}{2} = \frac{58.8}{2} = 29.4$ мм

$$b_{e2}^{м.с.}=\frac{b_{ef}}{2}=\frac{58.8}{2}=29.4\ мм$$

Отгибы:



- более сжатый:

$$\psi=\frac{\sigma_3}{\sigma_1}=\frac{178.87}{229.03}=0.78$$

$$k_\sigma=\frac{0.578}{\psi+0.34}=\frac{0.578}{0.78+0.34}=0.516$$

$$1>\psi>0$$
$$b_{ef}=\rho c$$

$$\sigma_{cr.}=\frac{k_\sigma\cdot\pi^2\cdot E\cdot t^2}{12\cdot(1-\nu^2)\cdot c_p{}^2}=\frac{0.516\cdot3.14^2\cdot206000\cdot1.2^2}{12\cdot(1-0.3^2)\cdot18^2}=456.6\ МПа$$

$$\overline{\lambda_p}=\sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr.}}}=\sqrt{\frac{350}{456.6}}=0.74$$

$$\overline{\lambda_p}=0.74<0.748\Rightarrow\rho=1$$

$$c_{ef}=\rho\cdot c_p=1\cdot17.4=17.4\ мм$$

- растянутый:

$$\psi=\frac{\sigma_4}{\sigma_2}=\frac{-178.87}{-229.03}=0.78$$

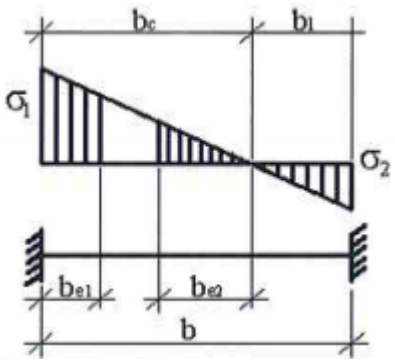
$$k_\sigma=\frac{0.578}{\psi+0.34}=\frac{0.578}{0.78+0.34}=0.516$$

$$\sigma_{cr.}=\frac{k_\sigma\cdot\pi^2\cdot E\cdot t^2}{12\cdot(1-\nu^2)\cdot c_p{}^2}=\frac{0.516\cdot3.14^2\cdot206000\cdot1.2^2}{12\cdot(1-0.3^2)\cdot18^2}=456.6\ МПа$$

$$\overline{\lambda_p}=\sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr.}}}=\sqrt{\frac{350}{456.6}}=0.74$$

$$\overline{\lambda_p}=0.74<0.748\Rightarrow\rho=1$$

$c_{ef}=\rho\cdot c_p=1\cdot 17.4=17.4$ мм



Стенка:

$$\psi=\frac{\sigma_2}{\sigma_1}=\frac{-229.03}{229.03}=-1$$

$$k_\sigma = 23.9$$

$$\sigma_{cr.}=\frac{k_\sigma\cdot\pi^2\cdot E\cdot t^2}{12\cdot(1-\nu^2)\cdot h_p{}^2}=\frac{23.9\cdot 3.14^2\cdot 206000\cdot 1.2^2}{12\cdot(1-0.3^2)\cdot 158.8^2}=254.1 \text{ МПа}$$

$$\bar{\lambda}_p=\sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr.}}}=\sqrt{\frac{330}{254.1}}=1.14>0.673=> \qquad \rho=\frac{\bar{\lambda}_p-0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2}\leq 1{,}0;$$

$$\rho=\frac{1.14-0.055(3-1)}{1.14^2}=0.79\leq 1$$

Высота сжатой части стенки:

$$h_c=\frac{h_p}{1-\psi}=79.4 \text{ мм}$$

Высота растянутой части стенки:

$$h_t=h_p-h_c=158.8-79.4=79.4 \text{ мм}$$

Эффективная ширина сжатой части стенки:

$$h_{ef}=\rho\cdot h_c=0.79\cdot 79.4=62.73 \text{ мм}$$

$$h_{e1}=0.4\cdot h_{ef}=0.4\cdot 62.73=25.18 \text{ мм}$$

$$h_{e2}=0.6\cdot h_{ef}=0.6\cdot 62.73=37.77 \text{ мм}$$

Рабочие участки стенки:

сжатый: $h_1=h_{e1}=25.18$ мм

сжато-растянутый: $h_2=h_t+h_{e2}=79.4+37.77=117.17$ мм

<u>Площадь с учетом редукции</u>:

- более сжатой полки $A_{п1}^{б.с}=b_{e1}^{б.с.}\cdot t=22.42\cdot 1.2=26.91$ мм^2
  $A_{п2}^{б.с}=b_{e2}^{б.с.}\cdot t=22.42\cdot 1.2=26.91$ мм^2
- менее сжатой полки $A_{п1}^{м.с}=b_{e1}^{м.с.}\cdot t=29.4\cdot 1.2=35.28$ мм^2
  $A_{п2}^{м.с}=b_{e1}^{м.с.}\cdot t=29.4\cdot 1.2=35.28$ мм^2
- сжатой части стенки $A_{ст}^{сж}=h_1\cdot t=25.18\cdot 1.2=30.22$ мм^2
- сжато-растянутой части стенки $A_{ст}^{сж-р}=h_2\cdot t=117.17\cdot 1.2=140.6$ мм^2
- более сжатого отгиба $A_{от}^{б.с}=c_{ef}\cdot t=17.4\cdot 1.2=20.88$ мм^2
- менее сжатого отгиба $A_{от}^{м.с}=c_{ef}\cdot t=17.4\cdot 1.2=20.88$ мм^2

$$A_{ef}=A_п^{б.с}+A_п^{м.с}+A_{ст}^{сж}+A_{от}^{б.с}+A_{от}^{м.с}=336.95 \text{ мм}^2 = 3.37 \text{ см}^2$$

<u>Расстояния от вспомогательной оси (x) до центра тяжести</u>:

- сжатой полки $y_1=h_p+t/2=158.8\cdot 1.2/2=159.4$ мм
- растянутой полки $y_2=t/2=0.6$ мм
- сжатой части стенки $y_3=h_p+t/2-h_1/2=158.8+1.2/2-30.22/2=146.81$ мм
- сжато-растянутой части стенки $y_4=t/2-h_2/2=1.2/2-117.17/2=59.18$ мм
- более сжатого отгиба $y_5=h_p+t/2-h_1/2-c_{ef}/2=158.8+1.2/2-17.4/2=150.7$ мм
- менее сжатого отгиба $y_6=t/2+c_{ef}/2=1.2/2+17.4/2=9.3$ мм

<u>Расстояния от вспомогательной оси (y) до центра тяжести</u>:

- верхней полки $x_1^{а}=t+b_{e1}^{б.с.}/2=1.2\cdot 22.42/2=12.41$ мм
  $x_1^{б}=b-t-b_{e2}^{б.с.}/2=60-1.2-22.42/2=47.57$ мм
- нижней полки $x_2^{а}=t+b_{e1}^{м.с.}/2=1.2\cdot 29,4/2=15.9$ мм
  $x_2^{б}=b-t-b_{e2}^{м.с.}/2=60-1.2-29.4/2=44.1$ мм
- сжатой части стенки $x_3=t/2=1.2/2=0.6$ мм
- сжато-растянутой части стенки $x_4=t/2=1.2/2=0.6$ мм
- более сжатого отгиба $x_5=b_p=58.8$ мм
- менее сжатого отгиба $x_6=b_p=58.8$ мм

<u>Статический момент S_x</u>:

- сжатой полки $S_{x1}^{сж.п}=A_{п1}^{б.с}\cdot y_1=26.91\cdot 159.4=4289.5$ мм^2

  $S_{x2}^{сж.п}=A_{п2}^{б.с}\cdot y_1=26.91\cdot 159.4=4289.5$ мм^2

- растянутой полки $S_x^{р.п}=A_{п1}^{м.с}\cdot y_2=35.28\cdot 0.6=21.17$ мм^2

  $S_x^{р.п}=A_{п2}^{м.с}\cdot y_2=35.28\cdot 0.6=21.17$ мм^2

- сжатой части стенки $S_x^{сж.ст}=A_{ст}^{сж}\cdot y_3=30.21\cdot 146.21=4435.9$ мм^2
- сжато-растянутой части стенки $S_x^{сж-р.ст}=A_{ст}^{сж-р}\cdot y_4=140.6\cdot 59.18=8321.5$ мм^2
- более сжатого отгиба $S_x^{б.сж.от.}=A_{от}^{б.с}\cdot y_5=20.88\cdot 150.7=3146.6$ мм^2
- менее сжатого отгиба $S_x^{м.сж.от.}=A_{от}^{м.с}\cdot y_6 20.88\cdot 9.3=194.18$ мм^2
- сечения:

$$S_x^{сж.п}+S_x^{р.п}+S_x^{сж.ст}+S_x^{сж-р.ст}+S_x^{б.сж.от.}+S_x^{м.сж.от.}=24719 \text{ мм}^2 = 247.19 \text{ см}^2$$

Статический момент S_y:

- верхней полки $S_y^{в.п}=A_{п1}^{б.с}\cdot x_1^{а}=26.91\cdot 12.41=334$ мм^2

  $S_y^{в.п}=A_{п2}^{б.с}\cdot x_1^{б}=26.91\cdot 47.59=1280.53$ мм^2

- нижней полки $S_y^{н.п}=A_{п1}^{м.с}\cdot x_2^{а}=35.28\cdot 15.9=561$ мм^2

  $S_y^{н.п}=A_{п2}^{м.с}\cdot x_2^{б}=35.28\cdot 44.1=1555.8$ мм^2

- сжатой части стенки $S_y^{сж.ст}=A_{ст}^{сж}\cdot x_3=30.21\cdot 0.6=18.12$ мм^2
- сжато-растянутой части стенки $S_y^{сж-р.ст}=A_{ст}^{сж-р}\cdot x_4=140.6\cdot 0.6=84.36$ мм^2
- более сжатого отгиба $S_y^{б.сж.от.}=A_{от}^{б.с}\cdot x_5=20.88\cdot 58.8=1227.75$ мм^2
- менее сжатого отгиба $S_y^{м.сж.от.}=A_{от}^{м.с}\cdot x_6=20.88\cdot 58.8=1227.75$ мм^2
- сечения:

$$S_y^{в.п}+S_y^{н.п}+S_y^{сж.ст}+S_y^{сж-р.ст}+S_y^{б.сж.от.}+S_y^{м.сж.от.}=6156.2 \text{ мм}^2 = 61.56 \text{ см}^2$$

Центр тяжести сечения:

- $y_c = Sx/A_{ef} = \frac{247.19}{3.37} = 73.35$ см
- $x_c = Sy/A_{ef} = \frac{61.56}{3.37} = 18.27$ см

Расстояния от центра тяжести (по оси y) до:

- сжатой полки $y_{сж.п.}=y_1-y_c=159.4-73.35=86.04$ мм
- растянутой полки $y_{р.п.}=y_2-y_c=0.6-73.35=-72.76$ мм
- сжатой части стенки $y_{сж.ст.}=y_3-y_c=146.81-73.35=73.45$ мм

- сжато-растянутой части стенки $y_{сж-р.ст.}=y_4-y_c=59.18-73.35=-14.18$ мм
- более сжатого отгиба $y_{б.с.от}=y_5-y_c=150.7-73.35=77.34$ мм
- менее сжатого отгиба $y_{м.с.от}=y_6-y_c=9.3-73.35=-64.06$ мм

Расстояния от центра тяжести (по оси x) до:

- верхней полки $x_{в.п.}{}^{а}=x_1{}^{а}-x_c=12.41-18.27=-5.86$ мм

  $x_{в.п.}{}^{б}=x_1{}^{б}-x_c=47.57-18.27=29.32$ мм
- нижней полки $x_{н.п.}{}^{а}=x_2{}^{а}-x_c=15.9-18.27=-2.37$ мм

  $x_{н.п.}{}^{б}=x_2{}^{б}-x_c=44.1-18.27=25.83$ мм
- сжатой части стенки $x_{сж.ст.}=x_3-x_c=0.6-18.27=-17.67$ мм
- сжато-растянутой части стенки $x_{сж-р.ст.}=x_4-x_c=0.6-18.27=-17.67$ мм
- более сжатого отгиба $x_{б.с.от.}=x_5-x_c=58.8-18.27=40.53$ мм
- менее сжатого отгиба $x_{м.с.от.}=x_5-x_c=58.8-18.27=40.53$ мм

Момент инерции I_x:

- сжатой полки

$$I_x^{сж.п.}=\frac{b_{ef}{}^{б.с.}\cdot t^3}{12}+\frac{b_{ef}{}^{б.с.}\cdot t\cdot y_{сж.п.}{}^2}{12}=$$

$$=\frac{44.84\cdot 1.2^3}{12}+\frac{44.84\cdot 1.2\cdot 86.04^2}{12}=398410.7\ мм^4$$

- растянутой полки

$$I_x^{р.п.}=\frac{b_{ef}{}^{м.с.}\cdot t^3}{12}+\frac{b_{ef}{}^{м.с.}\cdot t\cdot y_{р.п.}{}^2}{12}=$$

$$=\frac{58.8\cdot 1.2^3}{12}+\frac{58.8\cdot 1.2\cdot(-72.76)^2}{12}=373553\ мм^4$$

- сжатой части стенки

$$I_x^{сж.ст.}=\frac{t\cdot h_1{}^3}{12}+\frac{t\cdot h_1\cdot y_{сж.ст.}{}^2}{12}=$$

$$=\frac{1.2\cdot 25.18^3}{12}+\frac{1.2\cdot 25.18\cdot 73.45^2}{12}=164605\ мм^4$$

- сжато-растянутой части стенки

$$I_x^{сж\text{-}р.ст.} = \frac{t \cdot h_2^{\,3}}{12} + \frac{t \cdot h_2 \cdot y_{сж-р.ст.}^{\;2}}{12} =$$

$$= \frac{1.2 \cdot 117.17^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 117.17 \cdot (-14.18)^2}{12} = 189108 \text{ мм}^4$$

- более сжатого отгиба

$$I_x^{б.сж.от.} = \frac{t \cdot c_{ef}^{\;3}}{12} + \frac{t \cdot c_{ef} \cdot y_{б.с.от}^{\;2}}{12} =$$

$$= \frac{1.2 \cdot 17.4^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 17.4 \cdot 77.34^2}{12} = 125420 \text{ мм}^4$$

- менее сжатого отгиба

$$I_x^{м.сж.от.} = \frac{t \cdot c_{ef}^{\;3}}{12} + \frac{t \cdot c_{ef} \cdot y_{м.с.от}^{\;2}}{12} =$$

$$= \frac{1.2 \cdot 17.4^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 17.4 \cdot (-64.06)^2}{12} = 86211 \text{ мм}^4$$

- сечения:

$$I_x = I_x^{сж.п.} + I_x^{р.п.} + I_x^{сж.ст.} + I_x^{сж\text{-}р.ст.} + I_x^{б.сж.от.} + I_x^{м.сж.от.} = 1337310 \text{ мм}^4 = 133.73 \text{ см}^4$$

<u>Момент инерции I_y:</u>

- верхней полки

$$I_{y,1}^{в.п.} = \frac{b_{e1}^{\;б.с.} \cdot t^3}{12} + \frac{b_{e1}^{\;б.с.} \cdot t \cdot (x_{в.п.}^{\;а})^2}{12} =$$

$$= \frac{22.42 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{22.42 \cdot 1.2 \cdot (-5.86)^2}{12} = 2051 \text{ мм}^4$$

$$I_{y,2}^{в.п.} = \frac{b_{e2}^{\;б.с.} \cdot t^3}{12} + \frac{b_{e2}^{\;б.с.} \cdot t \cdot (x_{в.п.}^{\;б})^2}{12} =$$

$$= \frac{22.42 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{22.42 \cdot 1.2 \cdot 29.32^2}{12} = 24256.71 \text{ мм}^4$$

- нижней полки

$$I_{y,1}^{н.п.} = \frac{b_{e1}^{\;м.с.} \cdot t^3}{12} + \frac{b_{e1}^{\;м.с.} \cdot t \cdot (x_{н.п.}^{\;а})^2}{12} =$$

$$= \frac{29.4 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{29.4 \cdot 1.2 \cdot (-2.37)^2}{12} = 373553 \text{ мм}^4$$

$$I_{y,2}^{н.п.} = \frac{b_{e2}^{\;м.с.} \cdot t^3}{12} + \frac{b_{e2}^{\;м.с.} \cdot t \cdot (x_{н.п.}^{\;б})^2}{12} =$$

$$= \frac{29.4 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{29.4 \cdot 1.2 \cdot 25.83^2}{12} = 26079.5 \text{ мм}^4$$

- сжатой части стенки $$I_y^{сж.ст.} = \frac{h_1 \cdot t^3}{12} + \frac{h_1 \cdot t \cdot x_{сж.ст.}^2}{12} =$$

$$= \frac{25.18 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{25.18 \cdot 1.2 \cdot (-17.67)^2}{12} = 9437.72 \text{ мм}^4$$

- сжато-растянутой части стенки $$I_y^{сж\text{-}р.ст.} = \frac{h_2 \cdot t^3}{12} + \frac{t \cdot h_2 \cdot x_{сж\text{-}р.ст.}^2}{12} =$$

$$= \frac{117.17 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 117.17 \cdot (-17.67)^2}{12} = 43917 \text{ мм}^4$$

- более сжатого отгиба $$I_y^{б.сж.от.} = \frac{c_{ef} \cdot t^3}{12} + \frac{t \cdot c_{ef} \cdot x_{б.с.от.}^2}{12} =$$

$$= \frac{17.4 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 17.4 \cdot 40.53^2}{12} = 34301 \text{ мм}^4$$

- менее сжатого отгиба $$I_y^{м.сж.от.} = \frac{c_{ef} \cdot t^3}{12} + \frac{t \cdot c_{ef} \cdot x_{м.с.от.}^2}{12} =$$

$$= \frac{17.4 \cdot 1.2^3}{12} + \frac{1.2 \cdot 17.4 \cdot 40.53^2}{12} = 34301 \text{ мм}^4$$

- сечения:

$$I_y = I_y^{в.п.} + I_y^{н.п.} + I_y^{сж.ст.} + I_y^{сж\text{-}р.ст.} + I_y^{б.сж.от.} + I_y^{м.сж.от.} = 177084.9 \text{ мм}^4 = 17.71 \text{ см}^4$$

<u>Момент сопротивления W_x:</u>

$$\min: \frac{I_x}{h - y_c} = \frac{1337310}{160 - 73.35} = 15435 \text{ мм}^3 = 15.435 \text{ см}^3$$

$$\max: \frac{I_x}{y_c} = \frac{1337310}{73.35} = 18229.5 \text{ мм}^3 = 18.23 \text{ см}^3$$

<u>Момент сопротивления W_y:</u>

$$\min: \frac{I_y}{b_{ef}^{м.с.} - x_c} = \frac{177084.9}{58.8 - 18.27} = 4369 \text{ мм}^3 = 4.37 \text{ см}^3$$

$$\max: \frac{I_y}{x_c}=\frac{177084.9}{18.27}=9692\ мм^3=9.69\ см^3$$

Радиус инерции i_x:

$$i_x=\sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}}=\sqrt{\frac{1337310}{336.95}}=6.3\ мм$$

Радиус инерции i_y:

$$i_y=\sqrt{\frac{I_y}{A_{ef}}}=\sqrt{\frac{177084.9}{336.95}}=2.29\ мм$$

Условная гибкость стенки:

$$\overline{\lambda_w}=0.346\cdot\frac{h_p}{t}\cdot\sqrt{\frac{R_y}{E}}=0.346\cdot\frac{158.8}{1.2}\cdot\sqrt{\frac{330}{206000}}=1.83$$

Расчетное сопротивление стали срезу, согласно табл.7.4 СП 260.1325800:

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре*
$\bar{\lambda}_w \le 0{,}83$	$0{,}58\ R_y$	$0{,}58\ R_y$
$0{,}83 < \bar{\lambda}_w < 1{,}40$	$0{,}48\ R_y/\bar{\lambda}_w$	$0{,}48\ R_y/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \ge 1{,}40$	$0{,}67\ R_y/\bar{\lambda}_w^2$	$0{,}48\ R_y/\bar{\lambda}_w$

$$R_s=0.67\cdot\frac{R_y}{\overline{\lambda_w}^2}=0.67\cdot\frac{330}{1.83^2}=65.83\ МПа$$

Расчет по первой группе предельных состояний:

Расчет на поперечную силу:

$$Q \le Q_w$$

Несущая способность сечения от действия поперечной силы:

$$Q_w=\frac{\gamma_c\cdot h_p\cdot t\cdot R_s}{\sin(90°)}=\frac{0.95\cdot158.8\cdot1.2\cdot65.83}{1\cdot1000}=11.92\ кН$$

$$4.61\ кН \le 11.92\ кН$$

(условие выполняется)

Расчет на изгибающий момент:

$$\frac{N}{A_{ef}\cdot R_y}+\frac{M_x+Ne_N}{W_{ef,x}\cdot R_y}\le 1$$

$$\frac{4.15}{15.43\cdot 10^{-6}\cdot 330\cdot 10^{3}}=0.815\le 1$$

(условие выполняется)

Расчет по второй группе предельных состояний (нормативные нагрузки):

$$f \le f_u$$

$$q_н^{пог.}=(0.21+0.24)\cdot 0.5=0.23\frac{т}{м}=2.3\ кНм$$

$$M=\frac{q_н\cdot l^2}{8}=\frac{2.3\cdot 3.6^2}{8}=3.73\ кНм$$

$$f=\frac{5}{48}\cdot\frac{M\cdot l^2}{E\cdot I_x}=\frac{5}{48}\cdot\frac{3.73\cdot 3.6^2}{206000\cdot 10^3\cdot 133.73\cdot 10^{-8}}=0.018\ м=18\ мм$$

$$f_u=\frac{l}{150}=\frac{3600}{150}=24\ мм$$

$$18\le 24\ мм$$

(условие выполняется)

Приложение Б

Для опирания наружных стен на двутавровые балки 30Ш1 мы предлагаем такое решение: т.к. ширина полки двутавра 200 мм, а ширина блоков ГЗБ 300 мм, то получается так, что образуется консольный свес блоков по 50 мм. Для требуемого сцепления раствора и блоков мы предлагаем сделать из стальных листов «корыто», которое приваривается к ребрам балки. Также для предотвращения образования трещин в наружной стене в пролете балке необходимо предусмотреть армирование кладки.

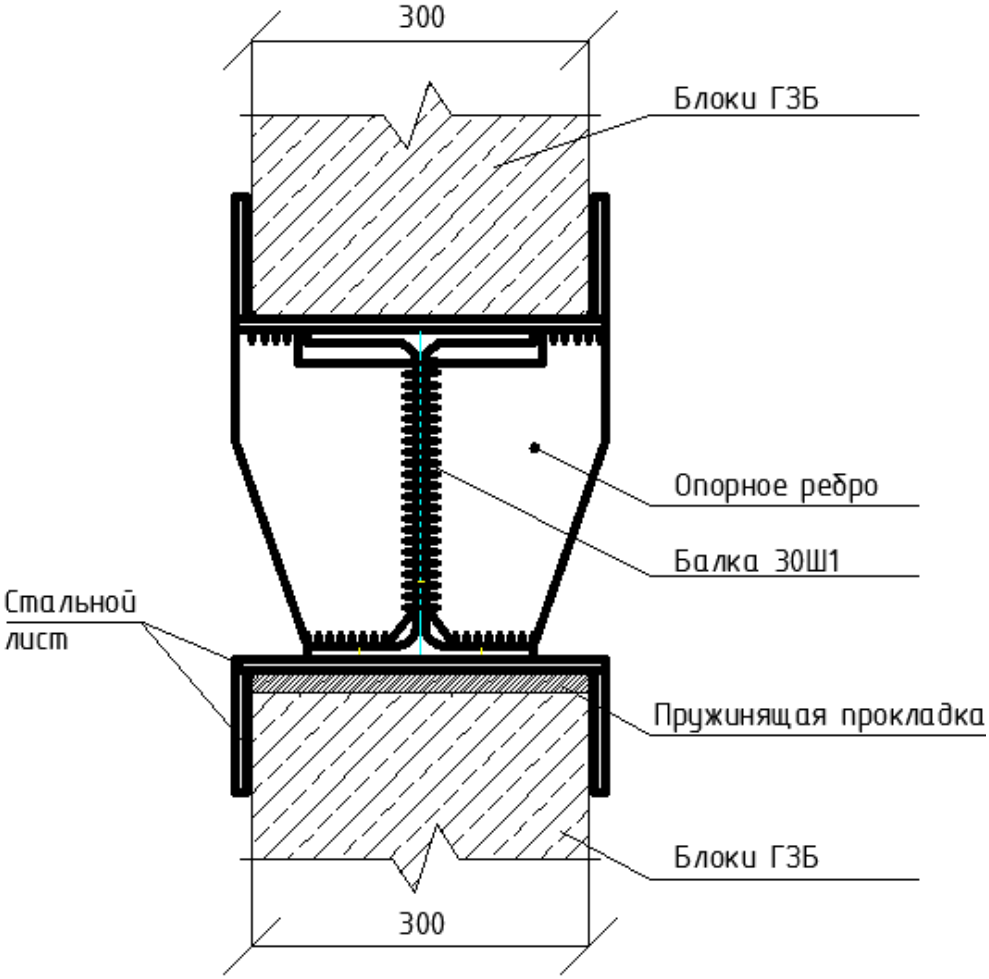
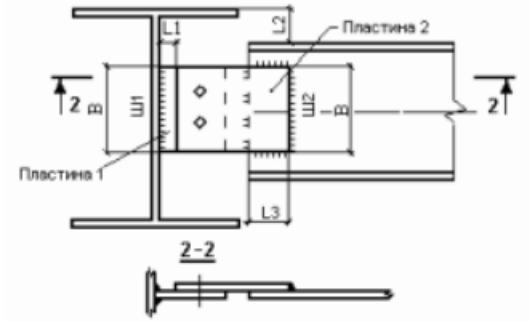


Рис.1 Узел опирания блоков на балку

Приложение В:

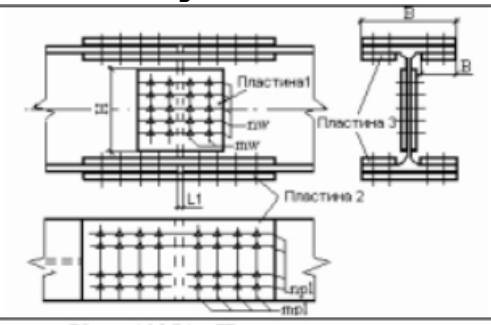
Шарнирный узел балка-балка:



Узел 1336 : Исходные данные			
Элемент узла	**Свойство**	**Значение**	**Единицы измерения**
Балка1	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Балка2	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Болты	Класс прочности	5.6	--
	Диаметр	24.00	мм
Пластина 1	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	230.00	мм
	Длина	145.00	мм
	Толщина	6.00	мм
Пластина 2	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	200.00	мм
	Длина	195.00	мм
	Толщина	6.00	мм

Узел 1336 : Результаты проверки (СП 16.13330.2011)								
Параметр	**Свойство**	**Значение**	**Процент использования,%**	**Внутренние усилия**				
				N, тс	**My, тсм**	**Qz, тс**	**Mz, тсм**	**Qy, тс**
Болты	Количество	2	90.4	1.000*	-1.272	6.631*	0.005	0.070
	Количество верт. рядов	1						
Шов Ш1	Катет	4.0 мм	46.8	1.000*	-1.272	6.631*	0.005	0.070
Шов Ш2	Катет	4.0 мм	77.5	1.000*	-1.272	6.631*	0.005	0.070
Пластина 1	Толщина t1	6.0 мм	86.3	1.000*	-1.272	6.631*	0.005	0.070
	Размер B	230.0 мм						
	Размер H	145.0 мм						
Пластина 2	Толщина t2	6.0 мм	99.2	1.000*	-1.272	6.631*	0.005	0.070
	Размер B	200.0 мм						
	Размер H	195.0 мм						
Размер L1	--	15.0 мм	--	--	--	--	--	--
Размер L2	--	0.0 мм	--	--	--	--	--	--
Размер L3	--	45.0 мм	--	--	--	--	--	--

Жесткий узел балка-балка:



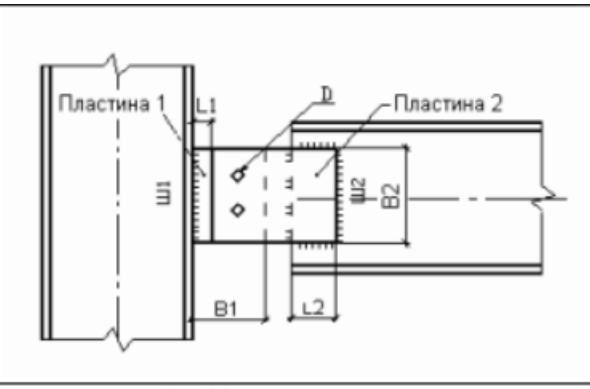
Узел 13951 : Исходные данные

Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Балка1	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Балка2	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С390;	--
Болты	Марка стали	40Х (ГОСТ Р 52643)	--
	Диаметр	16.00	мм
Пластина 1	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	150.00	мм
	Длина	225.00	мм
	Толщина	6.00	мм
Пластина 2	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	200.00	мм
	Длина	160.00	мм
	Толщина	8.00	мм
Пластина 3	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	78.00	мм
	Длина	160.00	мм
	Толщина	8.00	мм

Узел 13951 : Результаты проверки (СП 16.13330.2011)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, тс	My, тсм	Qz, тс	Mz, тсм	Qy, тс
Болты	Число рядов на полунакладке npl	2	36.0	1.345*	1.790*	1.303*	-0.170*	-0.141*
	Число столбцов на полунакладке mpl	1						
	Число рядов на полунакладке nw	2						
	Число столбцов на полунакладке mw	1						
Пластина 1	Толщина t1	6.0 мм	3.0	0.324*	-0.094*	2.582*	-0.022	-0.010
	Размер B	150.0 мм						
	Размер H	225.0 мм						
Пластина 2	Толщина t2	8.0 мм	11.1	1.345*	1.790	1.303	-0.170*	-0.141*
	Размер B	200.0 мм						
	Размер H	160.0 мм						
Пластина 3	Толщина t3	8.0 мм	10.1	0.580*	1.850	1.281	-0.062*	-0.051*
	Размер B	78.0 мм						
	Размер H	160.0 мм						
Балка	Толщина стенки	8.0 мм	8.0	1.345*	1.790*	1.303*	-0.170*	-0.141*
	Толщина полки	12.0 мм						
Размер L1	--	10.0 мм	--	--	--	--	--	--

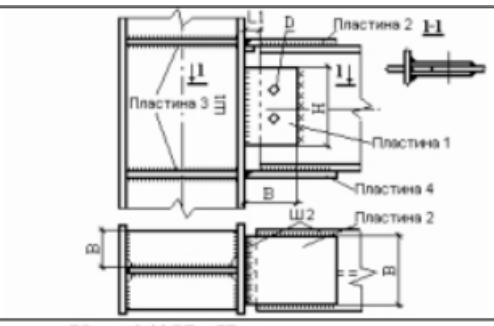
Шарнирный узел колонна-балка:



Узел 13944 : Исходные данные			
Элемент узла	**Свойство**	**Значение**	**Единицы измерения**
Балка	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Колонна	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Болты	Класс прочности	5.6	--
	Диаметр	16.00	мм
Пластина 1	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	95.00	мм
	Длина	130.00	мм
	Толщина	6.00	мм
Пластина 2	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	130.00	мм
	Длина	135.00	мм
	Толщина	6.00	мм

Узел 13944 : Результаты проверки (СП 16.13330.2011)								
Параметр	**Свойство**	**Значение**	**Процент использования,%**	**Внутренние усилия**				
				N, тс	**My, тсм**	**Qz, тс**	**Mz, тсм**	**Qy, тс**
Шов Ш1	Катет	5.0 мм	31.0	0.099*	0.000	-4.508*	-0.020	0.011*
Шов Ш2	Катет	5.0 мм	22.4	-0.034*	0.000	-4.508*	-0.029	0.012*
Пластина 1	Толщина t1	6.0 мм	33.6	0.093*	0.000	-4.508*	0.004	-0.002*
	Размер B1	95.0 мм						
	Размер H1	130.0 мм						
Пластина 2	Толщина t2	6.0 мм	33.6	0.093*	0.000	-4.508*	0.004	-0.002*
	Размер B2	130.0 мм						
	Размер H2	135.0 мм						
Болты	Количество	2	91.2	0.099*	0.000	-4.508*	-0.020	0.011*
	Количество верт. рядов	1						
Размер L1	--	15.0 мм	--	--	--	--	--	--
Размер L2	--	40.0 мм	--	--	--	--	--	--

Жесткий узел колонна-балка:



Узел 24857 : Исходные данные

Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Балка	Профиль	I30Ш1;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Колонна	Профиль	I20К2;СТО АСЧМ 20-93	--
	Сталь	С345;	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Болты	Класс прочности	5.6	--
	Диаметр	16.00	мм
Пластина 1	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	90.00	мм
	Длина	210.00	мм
	Толщина	8.00	мм
Пластина 2	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	150.00	мм
	Длина	155.00	мм
	Толщина	8.00	мм
Пластина 3	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	95.00	мм
	Длина	176.00	мм
	Толщина	12.00	мм
Пластина 4	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	250.00	мм
	Длина	155.00	мм
	Толщина	8.00	мм

Узел 24857 : Результаты проверки (СП 16.13330.2011)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, тс	My, тсм	Qz, тс	Mz, тсм	Qy, тс
Шов Ш1	Катет	5.0 мм	29.4	-0.037	-4.853	7.552*	-0.006	-0.035
Шов Ш2	Катет	8.0 мм	91.7	0.046*	-4.843*	7.549	-0.258*	-0.249*
Пластина 1	Толщина t1	8.0 мм	28.7	-1.256	-4.804	7.540*	-0.133	-0.585
	Размер B	90.0 мм						
	Размер H	210.0 мм						
Пластина 2	Толщина t2	8.0 мм	60.1	-1.256*	-4.804*	7.540	-0.133*	-0.585*
	Размер B	150.0 мм						
	Размер H	155.0 мм						
Пластина 4	Толщина t4	8.0 мм	35.0	0.046*	-4.843*	7.549	-0.258*	-0.249*
	Размер B	250.0 мм						
	Размер H	155.0 мм						
Балка	Толщина стенки	8.0 мм	31.3	-0.037	-4.853	7.552*	-0.006	-0.035
Количество болтов	--	2	--	--	--	--	--	--
Размер L1	--	20.0 мм	--	--	--	--	--	--

Узел база колонны

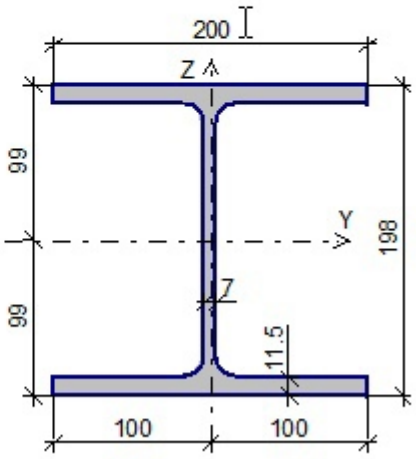
Расчет выполнен по СП 16.13330.2011

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

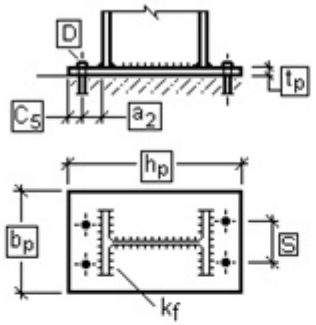
Коэффициент условий работы 1
Сталь С345
Бетон тяжелый класса В12.5
Сварные соединения выполнять с помощью ручной сварки электродом марки Е-42

Профиль

20К2 (Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83)



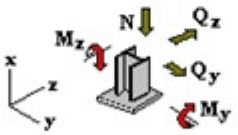
Конструкция



Болты анкерные диаметра 20 из стали Ст3пс4 - 4 шт

h_p = 380 мм
b_p = 225 мм
t_p = 23 мм
S = 135 мм
C_5 = 45 мм
a_2 = 46 мм
k_f = 8 мм

Усилия



	N	My	Qz	Mz	Qy
	T	T*м	T	T*м	T
1	2.37	0	0.153	2.91	1.03