



**STEEL  
2REAL '19**

**Проект Жилого многоквартирного дома со встроенным  
дошкольным учреждением (детский сад)**

**Шифр PRO\_K\_И\_001135**

						PRO_K_И_001135	Лист
							1
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## Содержание документа шифр PRO\_K\_И\_001135

Лист	Наименование	Примечание
2	Содержание документа шифр PRO_K_И_001135	
3	1. Общая часть. Исходные данные.	
4	2. Конструктивные решения	
5	3. Нагрузки	
24	4. Статический расчет.	
24	4.1. Конечноеэлементная схема. Таблица загрузений	
28	4.2. Результаты статического расчета	
44	5. Конструктивный расчет	
44	5.1. Конструктивный расчет колонн	
88	5.2. Конструктивный расчет балки	
91	5.3. Расчет узла «балка-колонна»	
95	5.4. Расчет узла «база колонны»	
99	6. Расчет огнестойкости конструкции	
A1	7. Приложение А	

## 1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ.

Проектная документация на металлические конструкции каркаса объекта «Жилой многоквартирный дом со встроенными дошкольными учреждениями (детский сад)».

Расчет металлических конструкций выполнен в соответствии с требованиями действующих нормативных документов РФ, в том числе:

- № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;
- СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*»;
- СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*»;
- СП 53-102-2004 «Общие правила проектирования стальных конструкций»;
- СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85»;
- СТО АРСС 11251254.001-018-3 «Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий»
- СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*»;
- ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования».
- ГОСТ 23118-2012 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия»;
- ГОСТ 27772-2015 «Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия»;

Статический расчет каркаса выполнен в объеме, с применением лицензионного программного комплекса для автоматизированного проектирования и расчета строительных конструкций «Лира-САПР» и «ЛИРА софт»

## ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Расчет металлоконструкций выполнен для следующих условий:

Климатические условия:

Площадка строительства - г. Москва;

Нормативное значение ветрового давления 0,23 кПа для I района по СП 20.13330.2016 п.11.1.4;

Вес снегового покрова на 1м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли 1,8 кПа для III района по СП 20.13330.2016 п.10.2;

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ						
Взам. инв. №	Расчет металлоконструкций выполнен для следующих условий:					
	Климатические условия:					
Подп. и дата	Площадка строительства - г. Москва;					
	Нормативное значение ветрового давления 0,23 кПа для I района по СП 20.13330.2016 п.11.1.4;					
Инв. № подл.	Вес снегового покрова на 1м <sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли 1,8 кПа для III района по СП 20.13330.2016 п.10.2;					
						PRO_K_I_001135
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	
						Лист
						3

Сейсмичность площадки менее 6 баллов согласно прил. СП 14.13330.2011, карте общего сейсмического районирования ОСР-97-В (с 10%-ной вероятностью возможного превышения в течение 50 лет значений сейсмической интенсивности, указанных на карте). Район строительства не относится к сейсмически опасным.

Объемно – планировочные решения зданий и сооружений приняты в соответствии с требованиями нормативных документов, действующих на дату выполнения проекта.

Здание Жилого многоквартирного дома с встроенным дошкольным учреждением (детский сад) относится к нормальному уровню ответственности по ГОСТ 27751-2014. Конструкции рассчитаны с учетом нормального уровня ответственности проектируемого здания. Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n=1,0$ .

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

2.1. Здание Жилого многоквартирного дома со встроенными дошкольными учреждениями (детский сад) - многоэтажное, состоящее из 3 секций различной высоты:

- 1 секция имеет 12 этажей - прямоугольная в плане, ограничена осями А-Г/1-8, с общими размерами в плане 11,4 х 21,7м (в осях);
- 2 секция имеет 15 этажей - прямоугольная в плане, ограничена осями Г-С/2-9, с общими размерами в плане 35,7 х 21,9м (в осях);
- 3 секция имеет 10 этажей - прямоугольная в плане, ограничена осями Л-Т/9-14, с общими размерами в плане 30,6 х 19,2м (в осях);

2.2. За условную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1 этажа. Высота этажа равна 3,5 м.

2.3. Каркас здания - рамный.

Колонны каркаса выполнены в виде прокатного двутавра переменного сечения по высоте здания. Проектом предусмотрено три типоразмера колонн: I35K4, I35K2, I30K2. Смена сечения колонн предусмотрена на отм. +11,500, на отм. +22,000 (см. лист 4 Графической части). Колонны имеют 3-х этажную разрезку. Монтажные стыки колонн выполнены на высоте 1000 мм от уровня чистого пола перекрытия для удобства монтажа. Колонны каркаса жестко защемлены в фундаменты. Шаг колонн варьируется от 3,0 м до 7,2 м.

Балки перекрытия выполнены из сварных двутавров с волнистой стенкой профиля 35ВС с возможностью выполнения отверстий в стенке балки для устройства инженерных сетей в толще перекрытия. При этом проектом предусмотрено выполнение обрамлений отверстий листом, толщина которого должна быть равна толщине стенки балки. Балки перекрытия имеют жесткое опирание на колонны. В местах примыкания каркаса к лестнично-лифтовому узлу (ЛЛУ), предусмотрено жесткое опирание стальных балок на железобетонные стены ЛЛУ.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135	Лист
							4
Взам. инв. №							
Подп. и дата							
Инв. № подл.							
Колонны имеют 3-х этажную разрезку. Монтажные стыки колонн выполнены на высоте 1000 мм от уровня чистого пола перекрытия для удобства монтажа. Колонны каркаса жестко защемлены в фундаменты. Шаг колонн варьируется от 3,0 м до 7,2 м.							
Балки перекрытия выполнены из сварных двутавров с волнистой стенкой профиля 35ВС с возможностью выполнения отверстий в стенке балки для устройства инженерных сетей в толще перекрытия. При этом проектом предусмотрено выполнение обрамлений отверстий листом, толщина которого должна быть равна толщине стенки балки. Балки перекрытия имеют жесткое опирание на колонны. В местах примыкания каркаса к лестнично-лифтовому узлу (ЛЛЛУ), предусмотрено жесткое опирание стальных балок на железобетонные стены ЛЛЛУ.							

В целом каркас здания представляет совокупность ячеек, состоящих из 4-х колонн и 4 ригелей, жестко опирающихся на колонны во всех направлениях, при этом два сонаправленных ригеля ячейки являются несущими, на которые опирается железобетонная плита перекрытия.

Опирание железобетонной монолитной плиты перекрытия выполняется на нижний пояс стальных балок. Проектом предусмотрено выполнение монолитной плиты с использованием инвентарной опалубкой. Принят оптимальный коэффициент армирования монолитной плиты 0,5 %. Конструктивно назначена рабочая продольная арматура класса А400 Ø 10 мм.

2.4 Наружное стеновое ограждение - навесной вентилируемый фасад, основа которого-каркасно-обшивные стены на основе ЛСТК.

2.5 Внутренние стены предусмотрены из пазогребневых плит: толщина межкоридорных стен 200 мм; толщина межквартирных стен 100 мм.

2.6 Жёсткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается в поперечном и в продольном направлении- жестким защемлением колонн в фундаментах, а так же посредством выполнения жестких улов сопряжения балок и колонн.

Дополнительно устойчивость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается жестким диском покрытия, образованным монолитным железобетонным перекрытием.

2.7. Предлагаемые варианты планировки на 1 этаже и на типовом этаже представлены в Приложении А раздела графической части проекта.

На 1 этаже объекта проектом предусмотрено встроенное помещение. Встроенные помещения – дошкольное учреждение (детский сад) на 80 человек располагается на первом этаже здания и в пристроенной части. Дошкольное учреждение включает в себя группы помещений различных по функциональному назначению, необходимых для содержания и обучения детей:

- групповая ячейка (раздевальная, игровая, спальня, буфет, санузел);
- зальные помещения (спортивный зал, инвентарная);
- бассейн, помещения тренера с санузлом, душевые;
- пищеблок;
- медицинский блок;
- служебно-бытовые помещения.

Эти группы помещений разделены функционально и по возрастным группам в отдельные отсеки. Каждый из таких отсеков имеет обособленные выходы и отвечает противопожарным требованиям.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			PRO_K_И_001135						
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

3. НАГРУЗКИ

3.1. Виды и значения нагрузок, учтенных при выполнении расчетов конструкций каркаса, приведены в таблице 3.

Таблица 3.1 (начало)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Примечание
Типовой этаж				
Постоянная нагрузка				
Железобетонное перекрытие t=150 мм γ=2500 кг/м <sup>3</sup>	375	1.10	412.50	Состав пола см. рис. 3а
Тепло-звукоизоляционная плита Технофлор t=220 мм, γ=100 кг/м <sup>3</sup>	22	1.20	26.40	
Пленка пароизоляционная Технониколь ρ=100 кг/м <sup>2</sup>	0.15	1.20	0.18	
Стяжка из ЦСП (цементно-печаные плиты ТАМАК) t=24 мм, γ=1250 кг/м <sup>3</sup>	30	1.20	36.00	Предусмотрено в жилых комнатах
Ламинат с подложкой ρ=7 кг/м <sup>2</sup>	0.007	1.20	0.01	
Цементно-песчаная стяжка t=30 мм, γ=1800 кг/м <sup>3</sup>	54	1.30	70.20	Предусмотрено в ванных комнатах и межквартирном коридоре
Керамическая плитка ρ=25 кг/м <sup>2</sup>	0.025	1.20	0.03	
Итого постоянная (с учетом ламината)	427.2		475.1	Постоянная нагрузка в жилых комнатах
Итого постоянная (с учетом керамической плитки)	451.2		510	в ванных комнатах и межквартирном коридоре

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.

Таблица 3.1.(продолжение)

Постоянная нагрузка от стен				
Межквартирные стены				
Позагребневые плиты: t=100 мм, γ=1100 кг/м3	110	1.20	132.00	164.4x3м=493.2кг/м
Штукатурка t=15 мм, γ=1800 кг/м3	27	1.20	32.40	
Итого			164.40	
Межкоридорные стены (граница с лестничной клеткой)				
Позагребневые плиты: t=200 мм, γ=1100 кг/м3	220	1.2	264	296.4x3м=792кг/м
Штукатурка t=15 мм, γ=1800 кг/м3	27	1.2	32.4	
Итого			296.4	
Наружные стены				
Навесной фасад	40	1.2	48	
Каркас для навесного фасада	70	1.2	84	
Итого	110		132	

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135	Лист
							7

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Инва. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Распределение постоянной нагрузки на типовом этаже

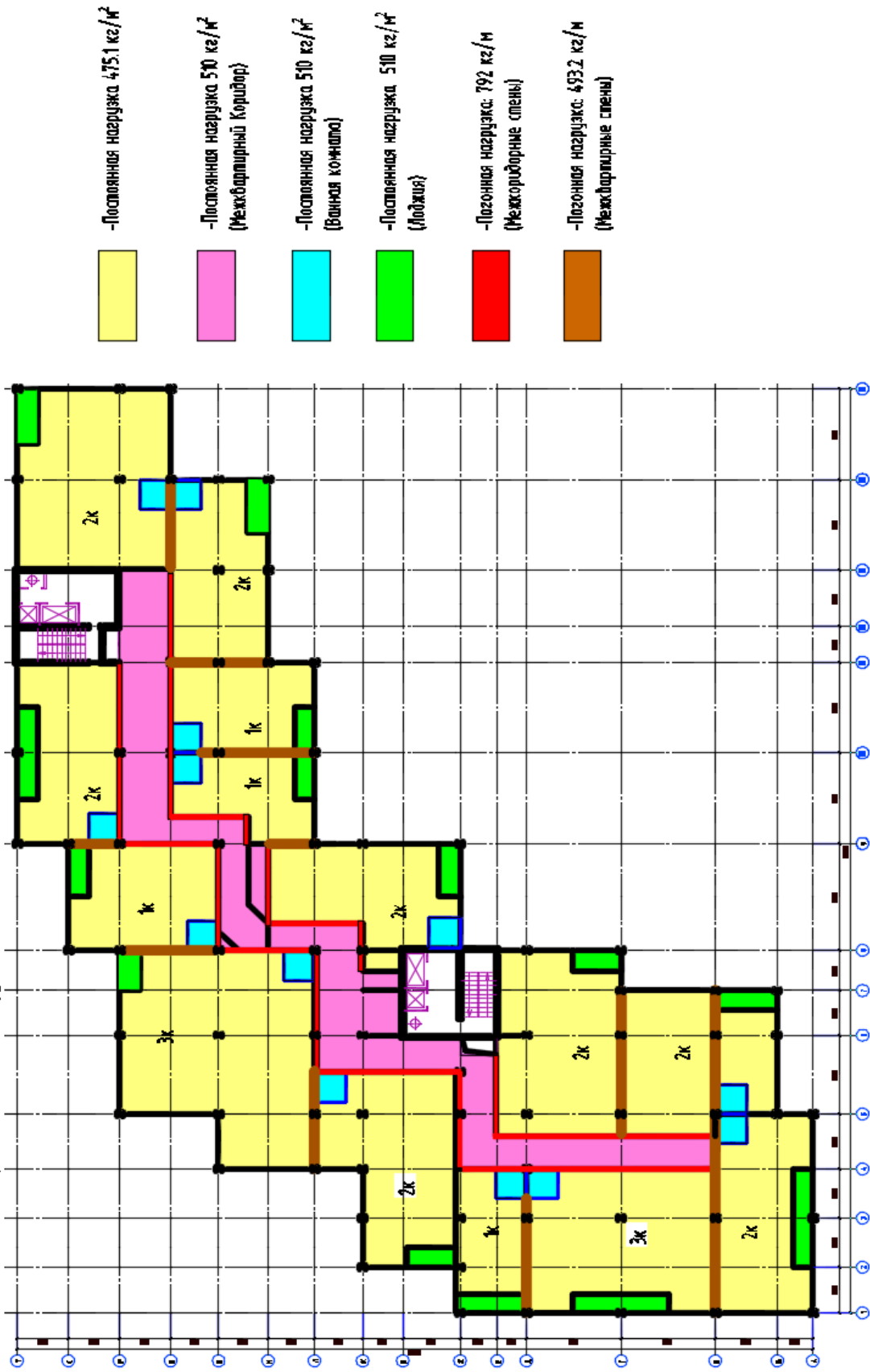


Рис.3.1. Распределение постоянной нагрузки на типовом этаже

Таблица 3.2.Постоянная нагрузка на покрытие

Постоянная нагрузка (кровельное покрытие)				
Железобетонное перекрытие t=150 мм $\gamma=2500 \text{ кг/м}^3$	375	1.1	412.5	Распределение нагрузки см.рис. 3.2  Состав кровли см. рис. 3б
Бикроэласт ТПП $\rho=2.5 \text{ кг/м}^2$	2.5	1.2	3	
Экструзионный пенополистерол 30-250 t=120 мм, $\gamma=30 \text{ кг/м}^3$	3.6	1.2	4.32	
Разуклонка из клиновидных плит Технониколь XPS-КЛИН tcp=80 мм, $\gamma=130 \text{ кг/м}^3$	10.4	1.2	12.48	
Сбрная стяжка из АЦЛ-2 листа; 1 лист $\rho=21 \text{ кг/м}^2$ и t=20	42	1.2	50.4	
Праймер битумный Технониколь №1	-	-		
Унифлекс ВЕНТ ЭПВ $\rho=4.3 \text{ кг/м}^2$	4.3	1.2	5.16	
Техноэласт ЭКП	5.25	1.2	6.3	
Итого	<b>443.1</b>		<b>494.2</b>	

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

9

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Распределение постоянной нагрузки на покрытие

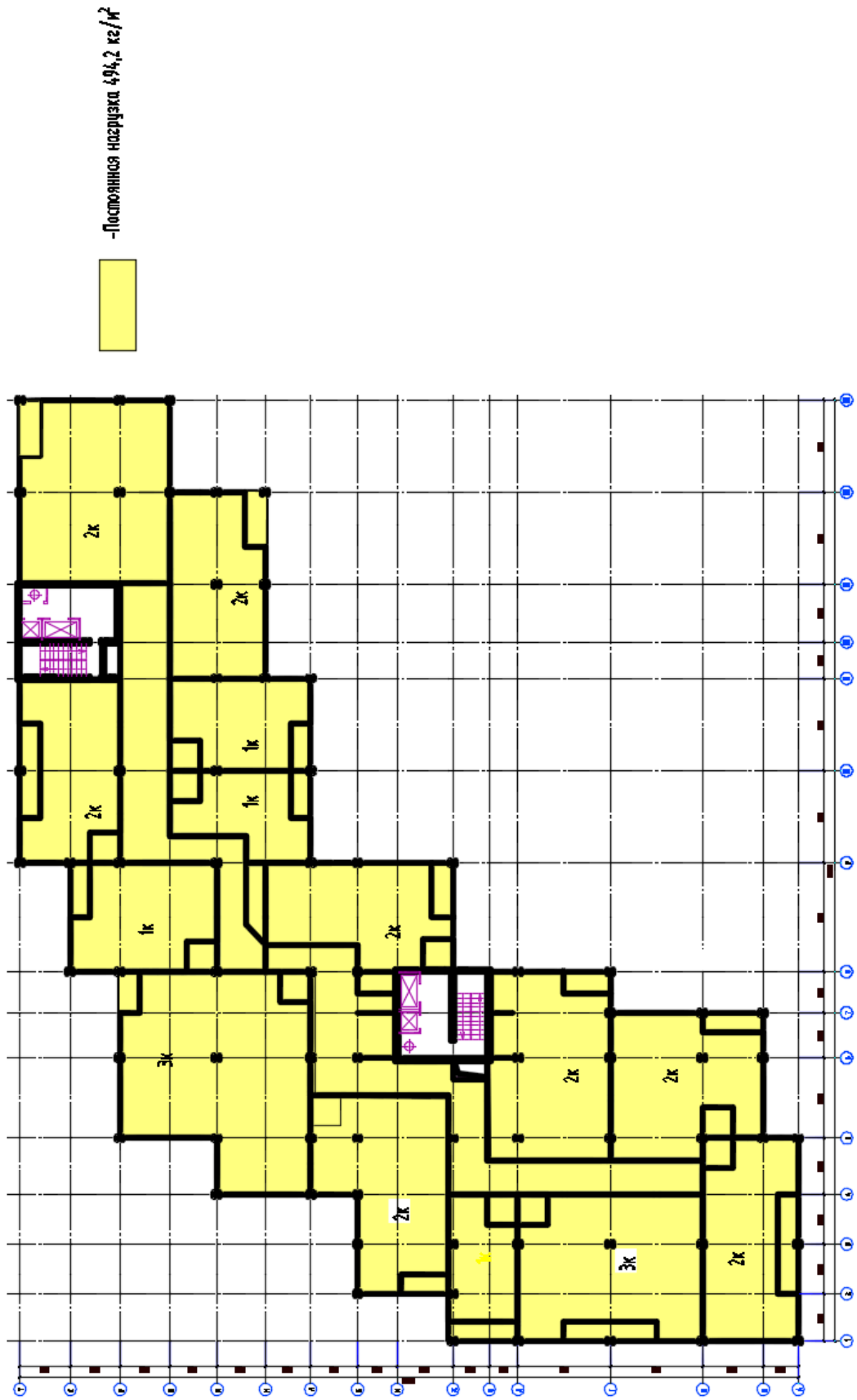


Рис.3.2. Распределение постоянной нагрузки на покрытие

Таблица 3.3. Полезная нагрузка на типовом этаже

Временная длительная (полезная) нагрузка				
Квартиры жилых зданий	150	1.2	180	Дополнительно учтем инж.сети
Коридры и лестницы	300	1.2	360	Дополнительно учтем инж.сети
Лоджии	400	1.2	480	
Инженерные сети в перекрыти	70	1.1	77	

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

11

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135	Лист
	12

Распределение полезной нагрузки на типовом этаже

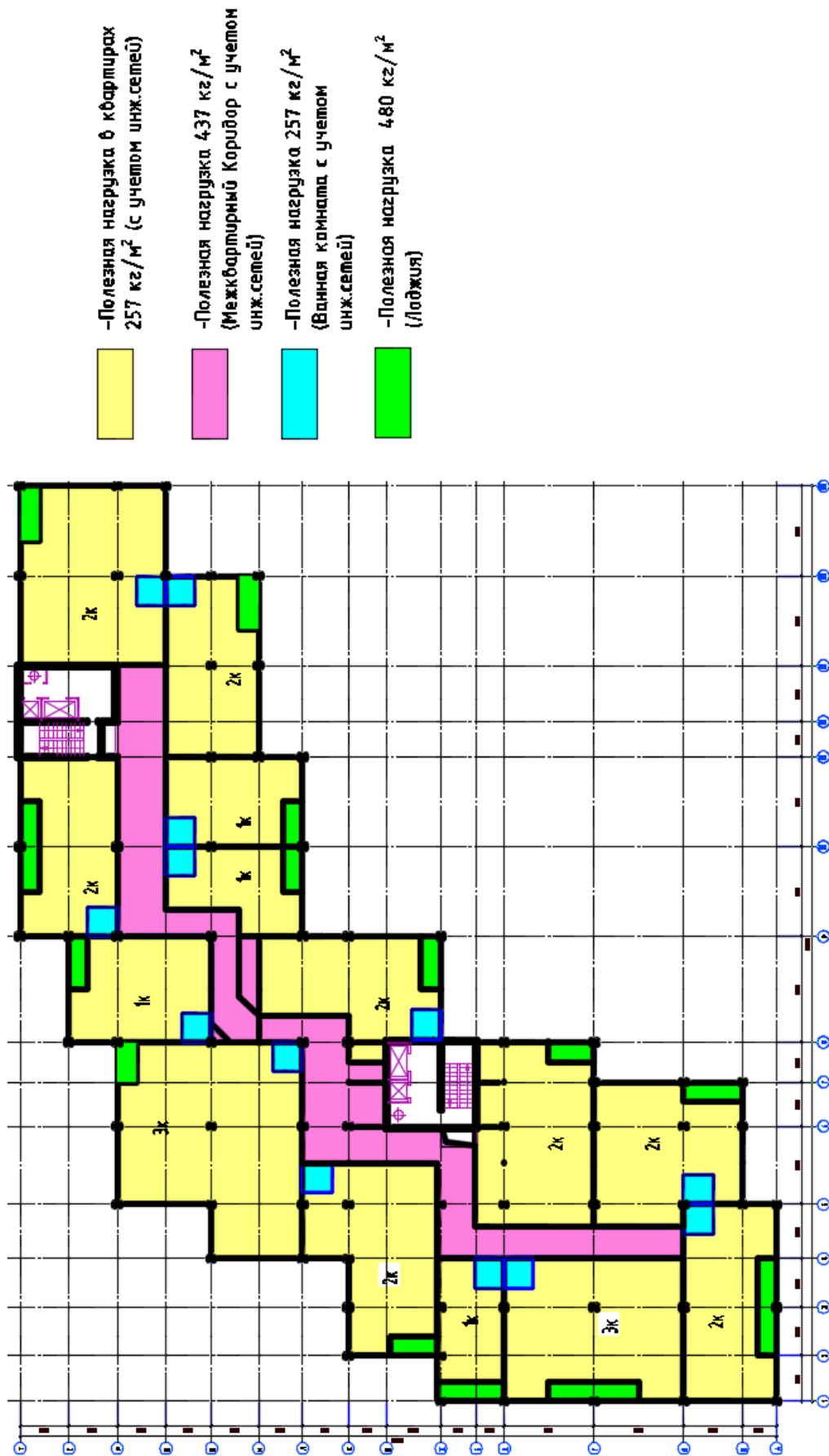


Рис.3.3. Распределение полезной нагрузки на типовом этаже

Таблица 3.4. Временная нагрузка на здание

Кратковременная нагрузка				
Снеговая: $\mu=1$	150	1.4	210	Расчет снеговой нагрузки см. п. 3.5
Снеговая: $\mu=3.625$	544	1.4	761.6	
Снеговая: $\mu=0.2$	30	1.4	42	
Снеговая: $\mu=3.405$	511	1.4	715.4	
Снеговая: $\mu=0.92$	138	1.4	193.2	См. п. 3.6
Ветер				

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

13

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

### Распределение снеговой нагрузки на покрытие

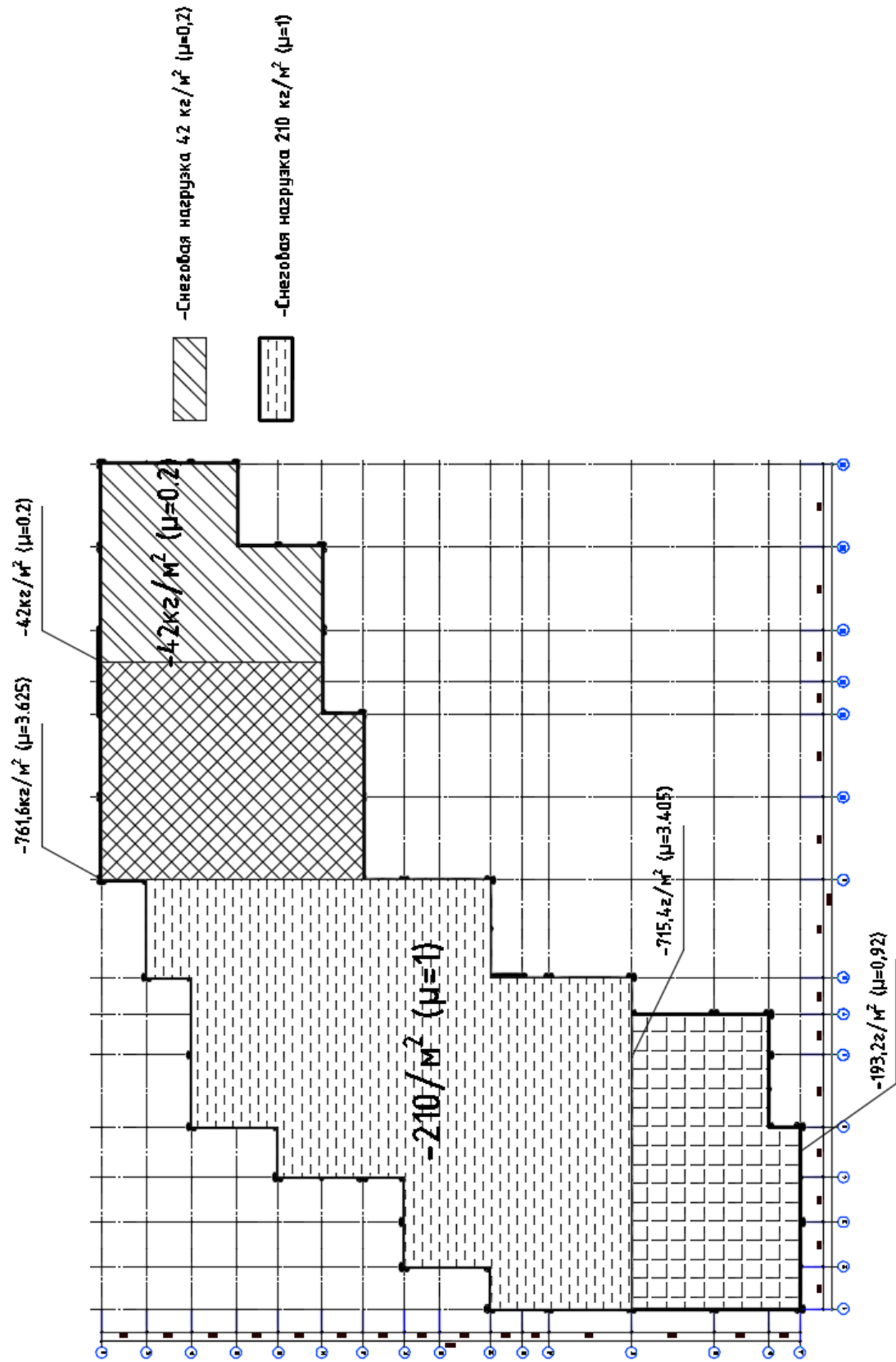
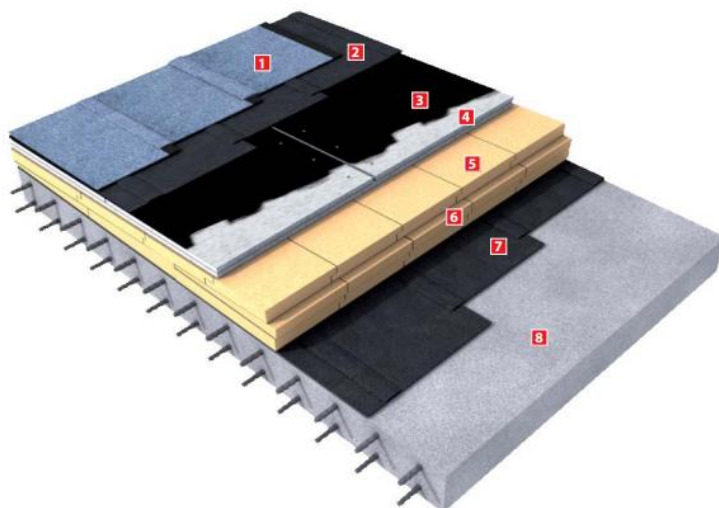


Рис.3.4. Распределение снеговой нагрузки на покрытие

A 3D perspective diagram of a multi-layer floor construction. The layers are numbered 1 through 6 from top to bottom. Layer 1 is a wooden floorboard. Layer 2 is a grey underlayment. Layer 3 is a yellow insulation layer. Layer 4 is a concrete slab with circular voids. Layer 5 is a grey concrete base. Layer 6 is a grey concrete base.

1. Покрытие пола
2. Подложка
3. Сборная стяжка из ЦСП  
либо ГВЛ, ГКЛ
4. Пленка пароизоляционная  
ТехноНИКОЛЬ
5. Плиты из каменной ваты  
ТЕХНОФЛОР СТАНДАРТ
6. Плита перекрытия

В качестве кровельного покрытия принята система неэксплуатируемой крыши по бетонному основанию со сборной стяжкой и разуклонкой из экструзионного пенополистирола. «ТН-КРОВЛЯ Универсал»



- Рис.3 б Принципиальный состав покрытия

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №						
						PRO_K_И_001135	Лист	
							15	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			

### 3.5. Определение снеговой нагрузки.

Согласно п. 10.3 СП 20.13330.2016 рассматриваем следующие схемы снеговых нагрузок:

- Равномерно распределенная нагрузка согласно схеме Б.1 «Здание с односкатными и двускатными покрытиями» прил. Б;
- Неравномерно распределенная нагрузка согласно схеме Б.8 «Здания с перепадом высоты» прил. Б;
- Согласно п. 10.1 ; нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяем в зависимости от веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot Sg$$

где  $c_p$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия зданий;

- $c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10;

Коэффициенты принимаем  $c_e=1.0$   $c_f=1.0$  и далее не учитываем;

$\mu$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4 СП 20.13330.2016;

- $S_g=1.5$  кПа – вес снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п 10.2, для III снегового района (Московская область).

- Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие  $\mu$  определяется в зависимости от схемы снеговых нагрузок прил. Б;

- Для равномерно распределенной нагрузки согласно схеме Б.1,  $\mu = 1$  для покрытия с уклоном  $\alpha \leq 30^\circ$ .

- Для неравномерно распределенной нагрузки согласно схеме Б.8 «Здания с перепадом высоты» прил. Б СП 20.13330.2016:

### Перепад в осях «Л-Т/9»

Коэффициент  $\mu$

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l'_1 + m_2 l'_2)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l_1' + m_2 l_2')$					
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135	Лист	
							16	

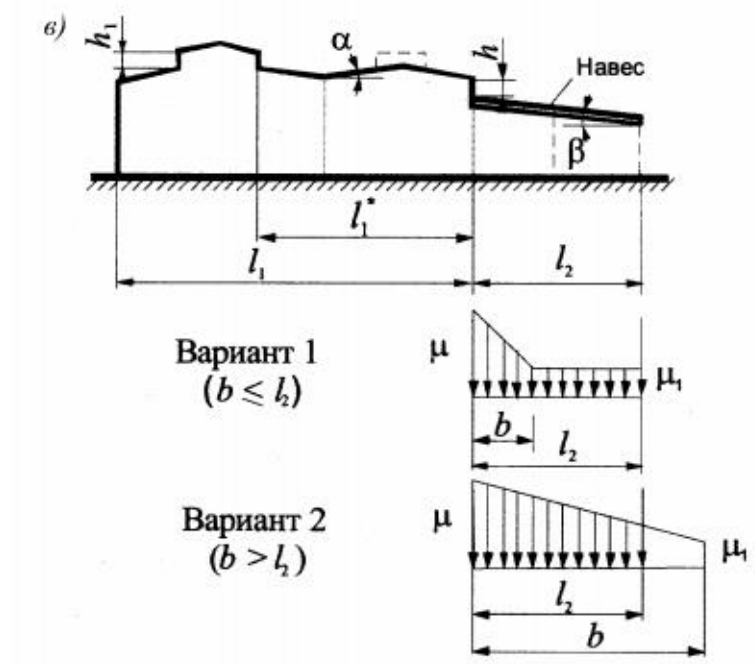
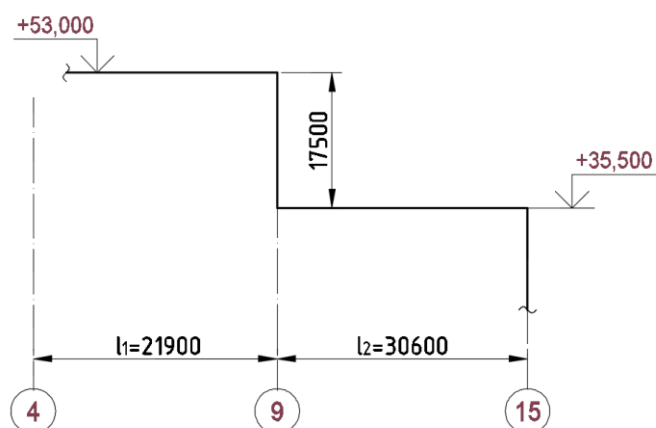


Рисунок Г.11



$h=17.5$  м – высота перепада;

$l'_1 = 21.9$  м  $l'_2 = 30.6$  м – длины участков верхнего и нижнего покрытий, с которых переносится снег в зону перепада высот;

$m_1 = m_2 = 0.4$  – доли снега, переносимого ветром к перепаду высоты для плоского покрытия с  $\alpha \leq 20^\circ$

$h=17.5$  м  $> 8.0$  м, т.к  $h$  принимается не более 8м, поэтому  $h=8.0$  м.

Коэффициент  $\mu$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8.0} (0.4 \cdot 21.9 + 0.4 \cdot 30.6) = 3.625$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

17

Длина зоны повышенных снегоотложений  $b$  при  $\mu = 3,625 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8,0}{1,5} = 10,67$

принимается равной  $b = 2h = 2 \cdot 8,0 = 16$  м.

Для расчета принимаем коэффициент  $\mu = 3,625$ , не превышающий  $\frac{2h}{S_0}$

Коэффициент  $\mu_1$  (см. рисунок Б.11, [8])

$$\mu_1 = \frac{l'_2 - 0,5 \cdot \mu \cdot b}{l'_2 - 0,5 \cdot b} = \frac{30,6 - 0,5 \cdot 3,625 \cdot 16,0}{30,6 - 0,5 \cdot 16,0} = 0,07$$

т.к.  $\mu_1$  принимается не менее 0,2, принимаем  $\mu_1 = 0,2$

Для расчета принимаем коэффициенты  $\mu_1 = 0,2$  и  $\mu = 3,625$

### Перепад в осях «1-8/Г»

#### Распределение снеговой нагрузки по 2 варианту

Коэффициент  $\mu$

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l'_1 + m_2 l'_2)$$

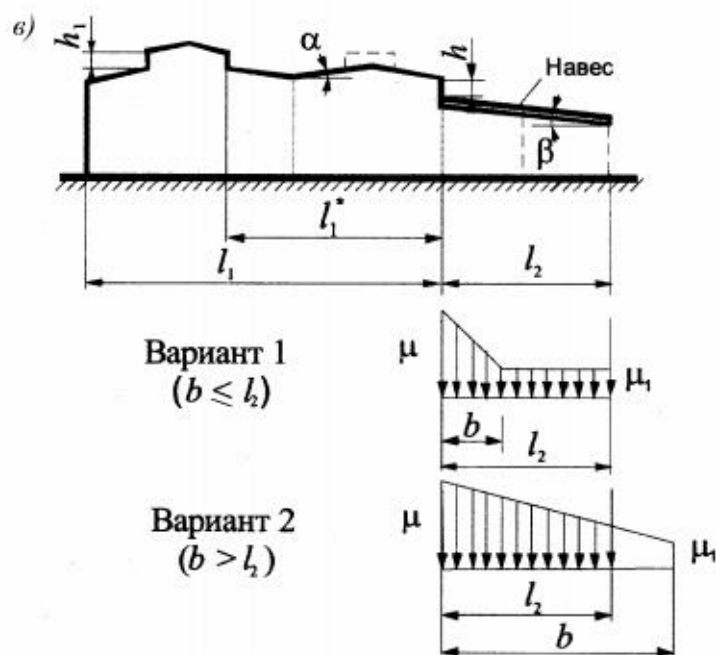


Рисунок Г.11

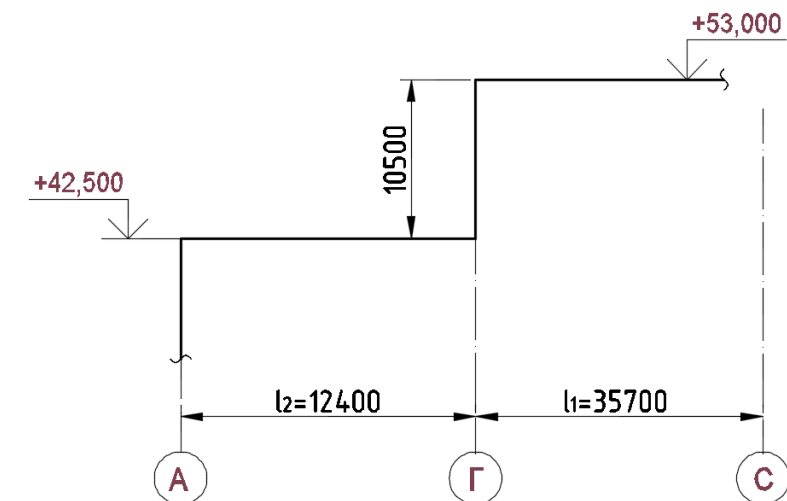
Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

18



$h=10.5$  м – высота перепада;

$l'_1 = 35.7$  м  $l'_2 = 12.4$  м – длины участков верхнего и нижнего покрытий, с которых переносится снег в зону перепада высот;

$m_1 = m_2 = 0.4$  – доли снега, переносимого ветром к перепаду высоты для плоского покрытия с  $\alpha \leq 20^\circ$

$h=10.5$  м  $> 8.0$  м, т.к  $h$  принимается не более 8м, поэтому  $h=8.0$  м.

Коэффициент  $\mu$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8.0} (0.4 \cdot 35.7 + 0.4 \cdot 12.4) = 3.405$$

Длина зоны повышенных снегоотложений  $b$  при  $\mu = 3.405 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8.0}{1.5} = 10.67$

принимается равной  $b=2h=2 \cdot 8.0=16$  м.

Для расчета принимаем коэффициент  $\mu=3.405$ , не превышающий  $\frac{2h}{S_0}$

Коэффициент  $\mu_1$  (см. рисунок Б.11)

$$\mu_1 = 1 - 2m_2$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot 0.4 = 0.2$$

принимаем  $\mu_1=0.2$

Промежуточный коэффициент  $\mu'$  соответствующий длине 12.4 м определяется интерполяцией и равен  $\mu'=0.92$

Для расчета принимаем коэффициенты  $\mu'=0.92$  и  $\mu=3.405$

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

19

Получаем следующие нормативные значения снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

- При  $\mu = 1 \rightarrow S_0 = \mu S_g = 1 \cdot 1,5 = 3,0$  кПа
- При  $\mu = 3,625 \rightarrow S_0 = \mu S_g = 3,625 \cdot 1,5 = 5,44$  кПа
- При  $\mu_1 = 0,2 \rightarrow S_0 = \mu S_g = 0,2 \cdot 1,5 = 0,3$  кПа
- При  $\mu = 3,405 \rightarrow S_0 = \mu S_g = 3,405 \cdot 1,5 = 5,11$  кПа
- При  $\mu = 0,92 \rightarrow S_0 = \mu S_g = 0,92 \cdot 1,5 = 1,38$  кПа

Расчетная снеговая нагрузка определяется по формуле

$$S = \gamma_f \cdot S_0$$

где  $\gamma_f = 1,4$  – коэффициент надежности по снеговой нагрузке.

Получаем следующие расчетные значения снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

- При  $\mu = 1 \rightarrow S = 1,4 \cdot 1,5 = 2,1$  кПа
- При  $\mu = 3,625 \rightarrow S = 1,4 \cdot 5,44 = 7,62$  кПа
- При  $\mu = 0,2 \rightarrow S = 1,4 \cdot 0,3 = 0,42$  кПа
- При  $\mu = 3,405 \rightarrow S = 1,4 \cdot 5,11 = 7,16$  кПа
- При  $\mu = 0,92 \rightarrow S = 1,4 \cdot 1,38 = 1,94$  кПа

### 3.6. Определение ветровой нагрузки

Согласно п. 11.1.2, нормативная ветровая нагрузка  $w_n$  определяется как сумма средней  $w_m$  и пульсационной  $w_p$  составляющих:

$$w_n = w_m + w_p$$

Согласно п. 11.1.3, [8], нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли определяется по формуле

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

где  $w_0 = 0,23$  кН/м<sup>2</sup> – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в соответствии с п. 11.1.4 СП 20.13330.2016 для I ветрового района;

$z_e = h$  – эквивалентная высота, принимаемая в соответствии с 11.1.5, в дальнейших расчетах принимаем:

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист 20
			PRO_K_И_001135						
			Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

- в осях А-Г/1-7:  $z_e=42,5$  м;
- в осях Г-С/1-9:  $z_e=53$  м;
- в осях Л-Т/9-14:  $z_e=35,5$  м;

$k(z_e)$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от типа местности и эквивалентной высоты в соответствии с п. 11.1.6; тип местности В, в дальнейших расчетах принимаем

- в осях А-Г/1-7:  $k(42,5)=1,01$
- в осях Г-С/1-9:  $k(53,0)=1,15$ ;
- в осях Л-Т/9-14:  $k(35,5)=0,975$

$c$  – аэродинамический коэффициент.

Согласно п. 11.1.8, нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки  $w_p$  на эквивалентной высоте  $z_e$  над поверхностью земли определяем по формуле:

$$w_p = w_m \xi(z_e) v$$

где  $w_m$  – нормативное значение ветрового давления;

$\xi(z_e)$  – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый в зависимости от типа местности и эквивалентной высоты в соответствии с п.11.1.8, тип местности В; в дальнейших расчетах принимаем

- в осях А-Г/1-7:  $\xi(42,5)=0,824$
- в осях Г-С/1-9:  $\xi(53,0)=0,785$
- в осях Л-Т/9-14:  $\xi(35,5)=0,86$

$v$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветра, определяемый согласно с п. 11.1.11.

Коэффициенты  $c$  и  $v$  для расчета ветровой нагрузки принимаем согласно п.п. 11.1.7, 11.1.11 и В.1.2 приложению В:

➤ Для вертикальных поверхностей, параллельных плоскости  $zoy$ , коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветра принимаем:

- $v=0,8$  при значении параметров  $\rho=b=6.3$  м,  $\chi=h=42,5$  м;
- $v=0,784$  при значении параметров  $\rho=b=6.3$  м,  $\chi=h=53,0$  м;
- $v=0,81$  при значении параметров  $\rho=b=6.6$  м,  $\chi=h=35,5$  м;
- Для наветренной поверхности аэродинамический коэффициент  $c_e=0,8$ ;
- Для подветренной поверхности аэродинамический коэффициент  $c_e= -0,5$ .

*Примечание: Аэродинамические коэффициенты  $c_e$ , приведенные выше, определяются согласно схемам из п. В.1.2 «Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями»*

Взам. инв. №							Лист 21
	Подп. и дата						
Инв. № подл.							PRO_K_И_001135
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		



- для вертикальных плоскостей

при  $c_e = \pm 0,8$

- в осях А-Г/1-7

$w = 1,4 \cdot \pm 0,31 = \pm 0,434$  кПа;

- в осях Г-С/1-9

$w = 1,4 \cdot \pm 0,34 = \pm 0,476$  кПа;

- в осях Л-Т/9-14

$w = 1,4 \cdot \pm 0,3 = \pm 0,42$  кПа;

при  $c_e = -0,5$

- в осях А-Г/1-7

$w = 1,4 \cdot \pm 0,192 = \pm 0,269$  кПа;

- в осях Г-С/1-9

$w = 1,4 \cdot \pm 0,215 = \pm 0,301$  кПа;

- в осях Л-Т/9-14

$w = 1,4 \cdot \pm 0,19 = \pm 0,266$  кПа;

при  $c_e = -0,2$

- в осях А-Г/1-7

$w = 1,4 \cdot \pm 0,08 = \pm 0,112$  кПа;

- в осях Г-С/1-9

$w = 1,4 \cdot \pm 0,09 = \pm 0,126$  кПа;

- в осях Л-Т/9-14

$w = 1,4 \cdot \pm 0,076 = \pm 0,106$  кПа;

Инв. № подл.						Взам. инв. №			
								Подп. и дата	
						PRO_K_И_001135		Лист	
								23	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

PRO\_K\_И\_001135

#### 4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

##### 4.1. Геометрическая и расчетная схемы.

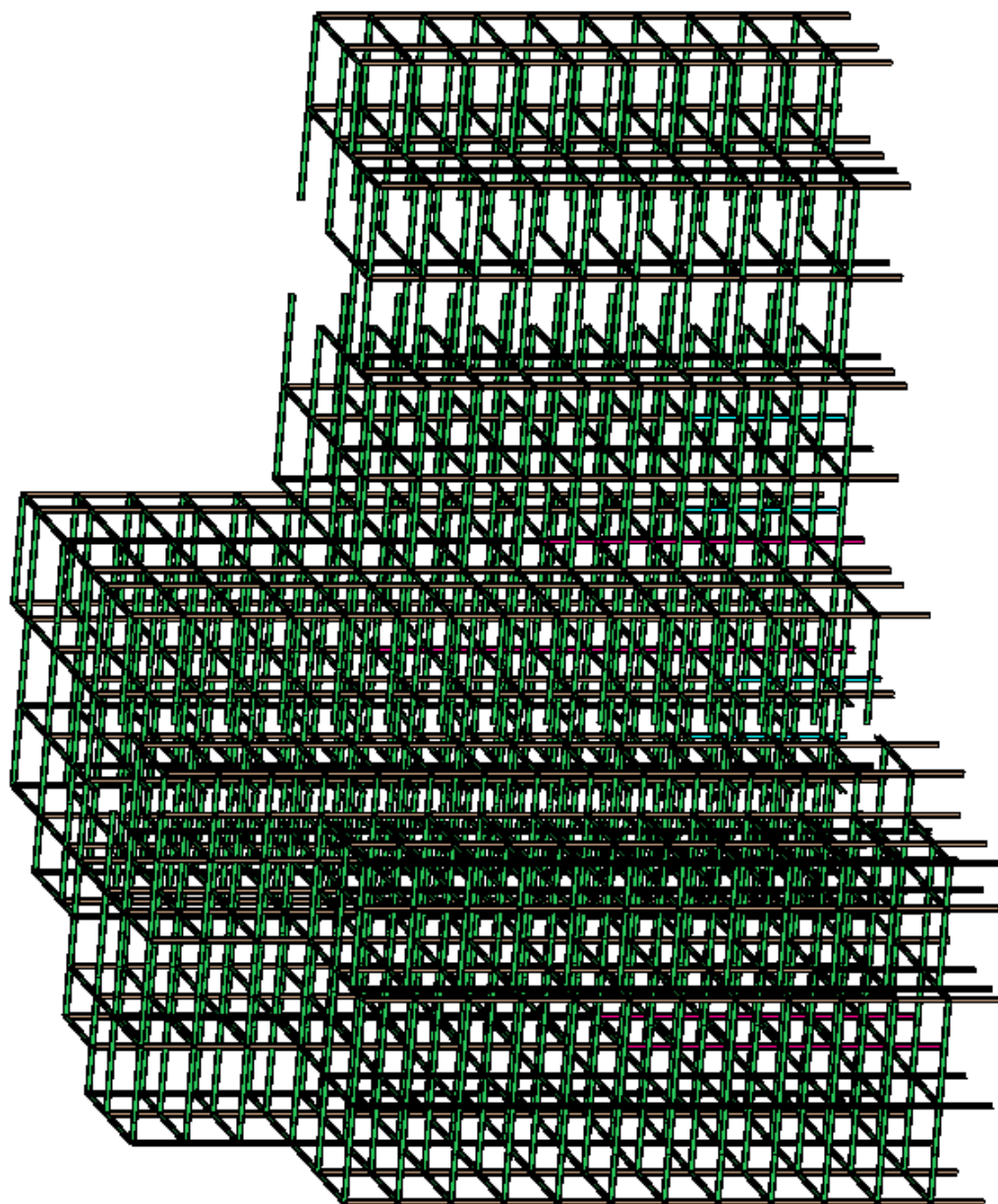


Рис. 4.1. Пространственная модель в программном комплексе «Лира-САПР»

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

24

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

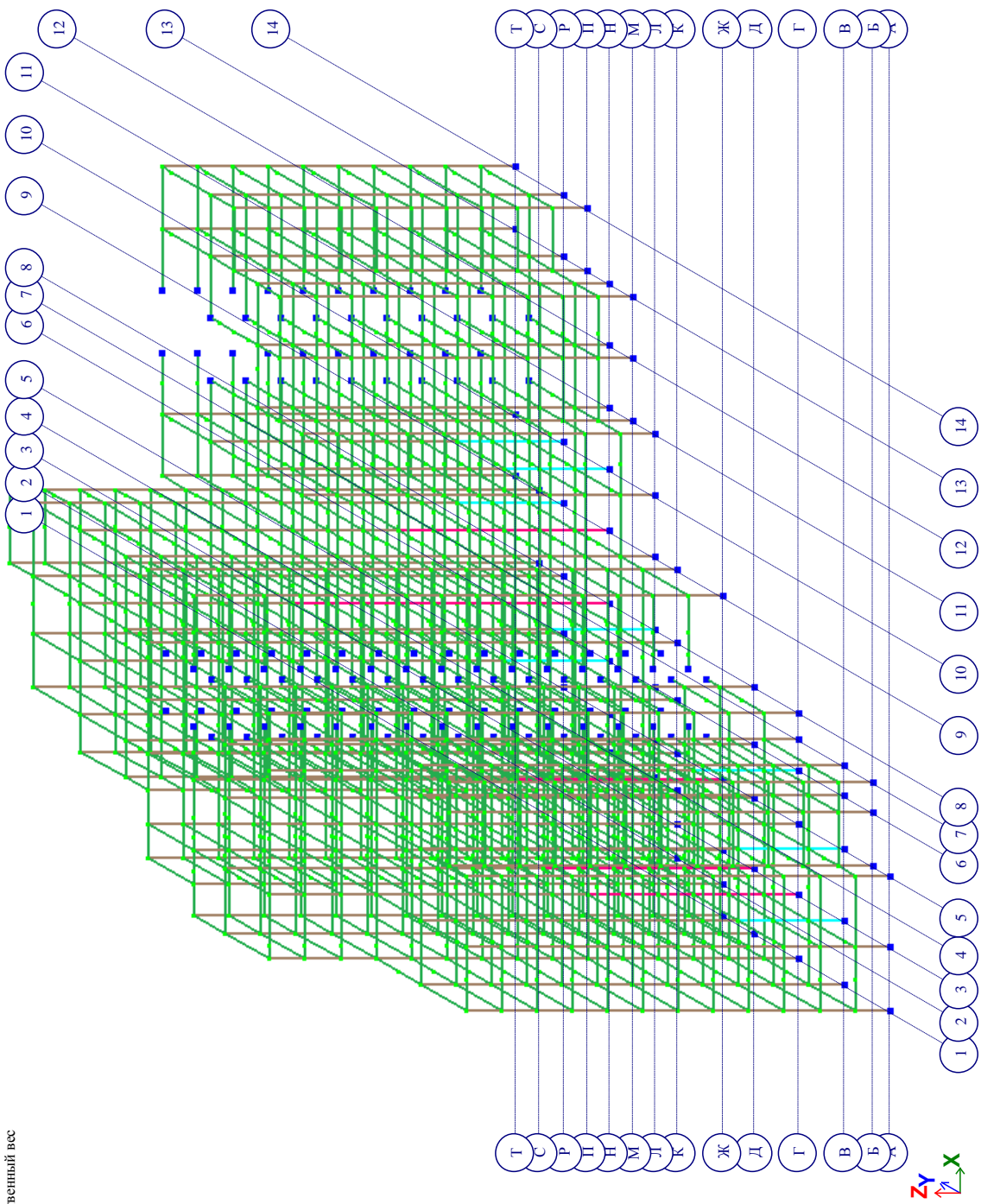


Рис. 4.2.Конечноэлементная пространственная модель в программном комплексе «Лира-САПР»

Основные загрузки из «Лира-САПР» приведены в таблице 4.1, назначенные жесткости приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.1

Редактор загрузок

Редактирование выбранного загрузки

Имя

1

Собственный вес

Вид

Постоянное

Узловые нагрузки: 261; Местные нагрузки: 5446;

Список загрузок

#	Имя загрузки	Вид	Тип
1	Собственный вес	Постоянн...	
2	Полезная	Длительн...	
3	Снег	Кратковре...	
4	Ветер 1	Кратковре...	
5	Ветер 2	Кратковре...	

Назначить текущим

Таблица 4.2.

Жесткости и материалы

Назначить элементам схемы

☒ Жесткость:

I 4. Двутавр 35К4

☐ Материалы: СНИП 2.03.01-84\*

Вариант 1

Тип: <нет>

Бетон: <нет>

Арматура: <нет>

Жесткости

Ж/Б

Сталь

Кладка

Список типов жесткостей

I 1. Двутавр 30К2

I 2. Двутавр 35Б2

I 3. Двутавр 35К2

I 4. Двутавр 35К4

Добавить>>

Изменить...

Просмотр...

Копировать

Удалить

Назначить текущим

☐ Список для фрагмента

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

В таблице 4.3. приведены коэффициенты для задания РСУ в ПК «Лира-САПР»

Таблица 4.3

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: СП\_1

Строительные нормы: СП 20.13330.2016

Номер загрузки: 1

Вид загрузки: Постоянное(0)

Н группы объединяемых временных нагрузок: 0

Учитывать знакопеременность: ☐

Н группы взаимоисключающих нагрузок: 0

NN сопутствующих нагрузок: 0

Коэффициент надежности: 1.20

Доля длительности: 1.00

Не учитывать для II-го пред. сост.: ☐

Ограничения для кранов и тормозов: Кран ☐ Тормоз ☐

Коэффициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(6 С)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
3	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00
4	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00
5	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

№	Имя загрузки	Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	Собственный...	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2	Полезная	Длительное ...	1 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00
3	Снег	Кратковреме...	2 0 0 0 0 0 1.40 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80
4	Ветер 1	Кратковреме...	2 0 0 1 0 0 1.40 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80
5	Ветер 2	Кратковреме...	2 0 0 1 0 0 1.40 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80

В таблице 4.4 приведены коэффициенты для задания РСН в ПК «Лира-САПР»

Таблица 4.4

Расчетные сочетания нагрузок

Номер таблицы РСН: 1

Имя таблицы РСН: СП 20.13330.2016\_1

☐ Определяющие РСН

СП 20.13330.2016

☐ Не учитывать сейсмику для II-го РС

☐ Не учитывать особое загруз. для II-го РС

N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.	Коз.ф. надежн.	Доля длительн.	Ветер слева	Ветер снизу
1	Собственный вес	Постоянное (P)	+		1.2	1.0	1.	1.
2	Полезная	Длит. доминир.1 (P1)	+		1.2	1.0	1.	1.
3	Снег	Кратк. доминир.1 (P1)	+		1.4	.35	1.	1.
4	Ветер 1	Кратк. прочие (P)	+	1	1.4	.35	1.	0.
5	Ветер 2	Кратк. прочие (P)	+	1	1.4	.35	0.	1.

Основное сочетание (I) РС

Особое сочетание (II) РС

Добавить

Коэффициенты

$$P^d + \psi_{11} \cdot P_{11}^d + \sum_{i=2}^n \psi_{1i} \cdot P_{1i}^d + \psi_{11} \cdot P_{11}^d + \psi_{12} \cdot P_{12}^d + \sum_{j=3}^n \psi_{1j} \cdot P_{1j}^d$$

Взам. инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл.

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

27

## **4.2. Результаты статического расчета**

4.2.1. Максимальное горизонтальное перемещение конструкций каркаса Многоквартирного жилого дома от нормативной ветровой нагрузки (Мозаику перемещений см. рис. 4.3-4.6):

$$\text{OT PCH 1: } f = \frac{\sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2}}{\gamma_{f,\text{cp}}} = \frac{\sqrt{(51.1)^2 + (11.1)^2}}{1,2} = 43,6$$

$$\text{OT PCH 2: } f = \frac{\sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2}}{\gamma_{f,\text{cp}}} = \frac{\sqrt{(28.7)^2 + (53)^2}}{1,2} = 50,1$$

Допустимое горизонтальное перемещение по таблице Д.4, СП 20.13330.2016:

$$[f] = h / 500 = 52\,500 / 500 = 105 \text{ mm}$$

**Вывод:** горизонтальное предельное перемещение конструкций каркаса Многоэтажного жилого дома не превышает допустимых значений горизонтальных перемещений.

4.2.2. Огибающие эпюры внутренних усилий от РСУ, полученных в ПК «Лира-Сапр» приведены на стр. 35-43

[illegible]

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135				

Лист
29

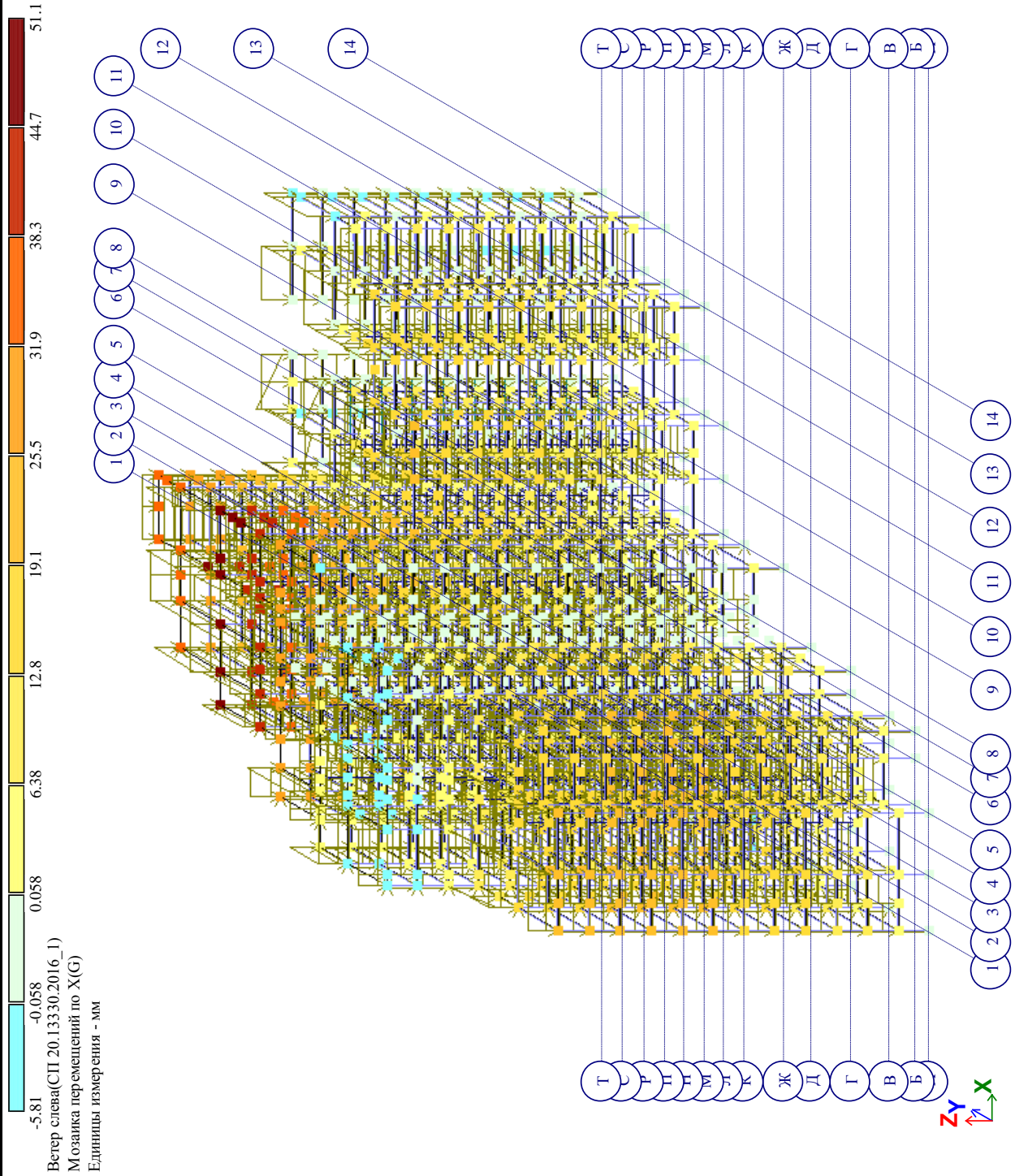


Рис.4.3. Перемещение конструкций каркаса по оси X от РСН 1

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135

Лист
30

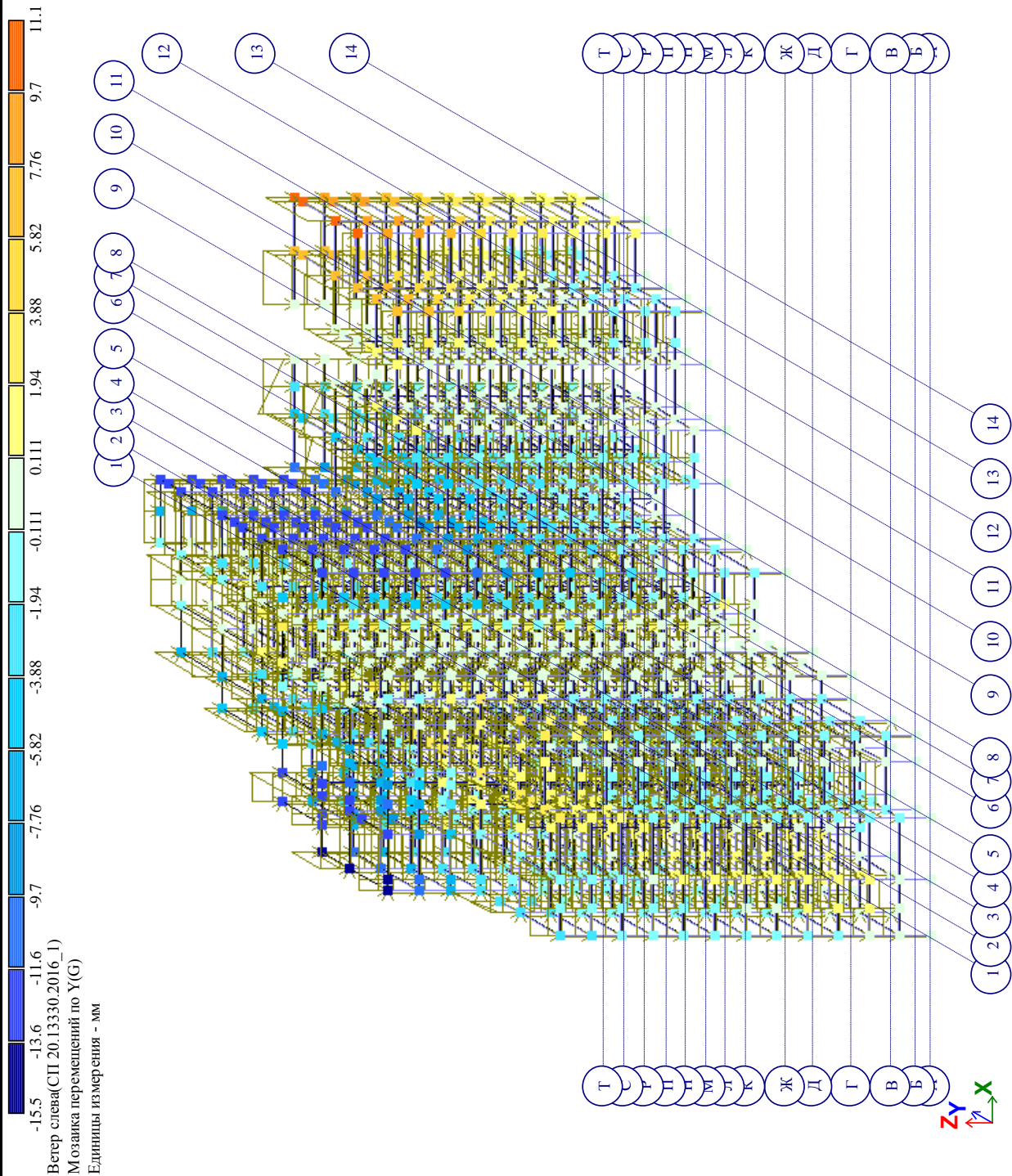


Рис.4.4. Перемещение конструкций каркаса по оси Y от РСН 1

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

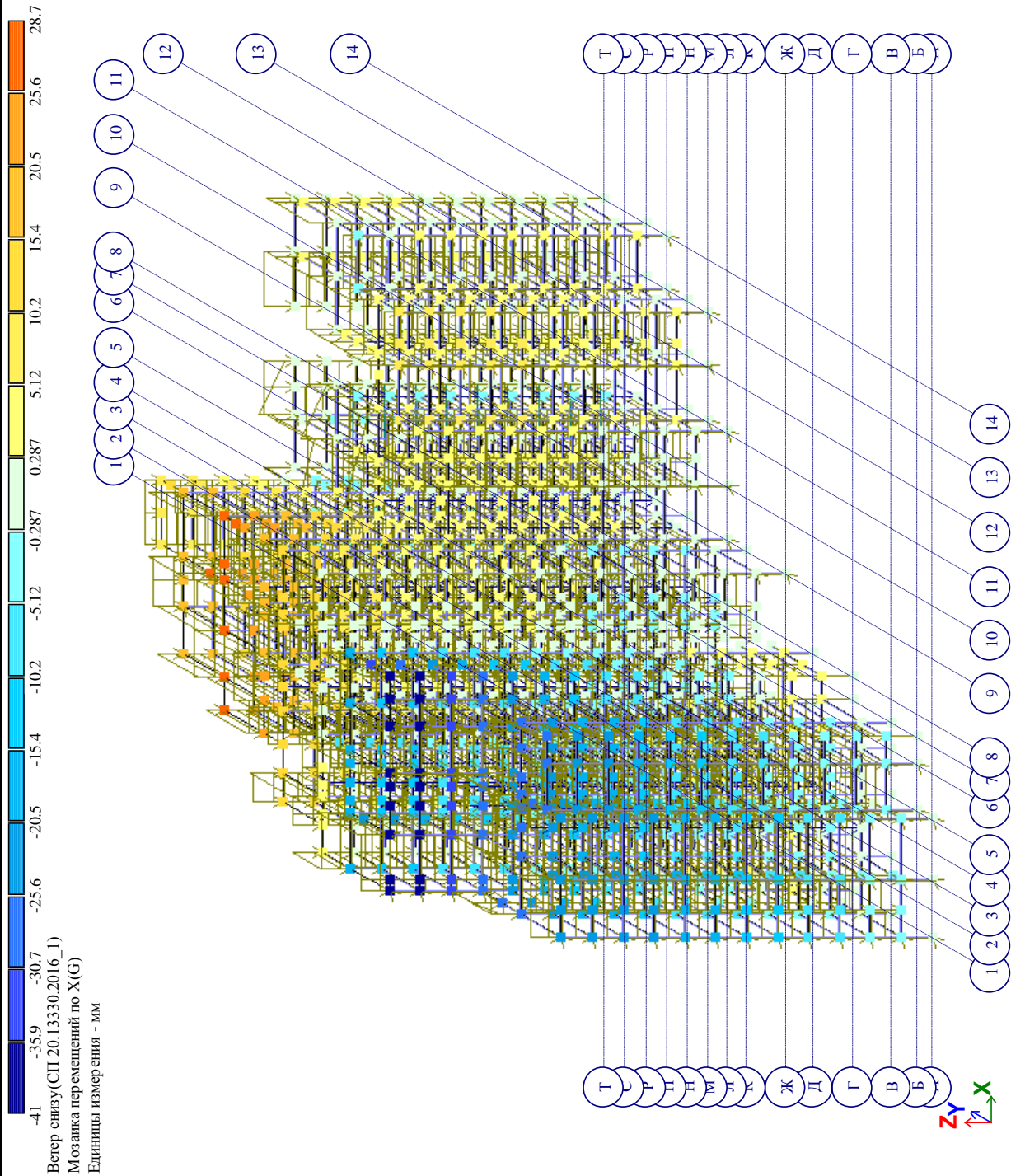


Рис.4.5. Перемещение конструкций каркаса по оси X от РСН 2

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135
Лист 32

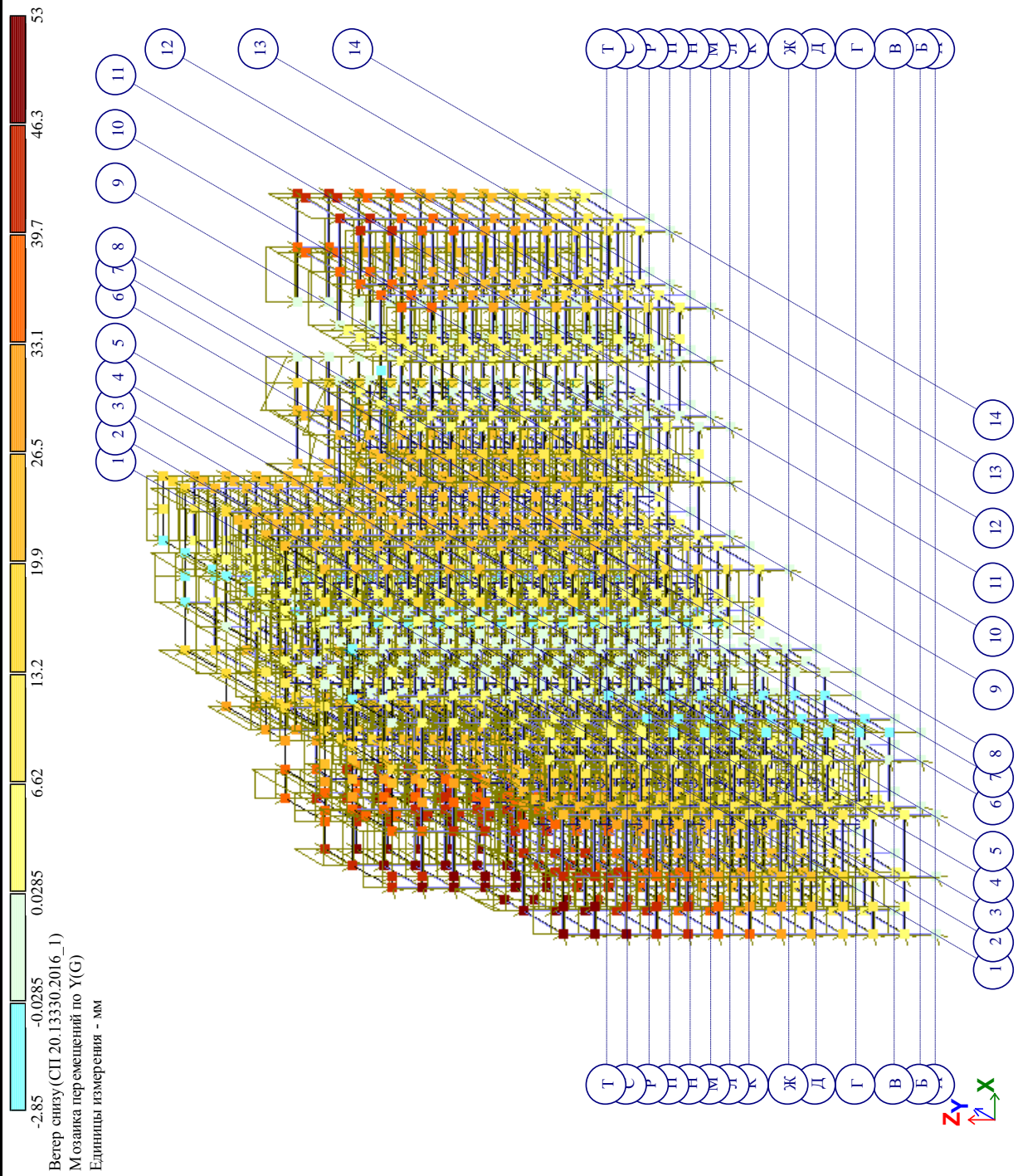


Рис.4.6. Перемещение конструкций каркаса по оси Y от РСН 2

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

**Примечание:** в предварительном расчете всем колоннам каркаса назначено сечение двут 30К1. В результате получения усилий в колоннах, самым нагруженным вертикальным элементам каркаса были переназначены сечения: см. рис. 4.8

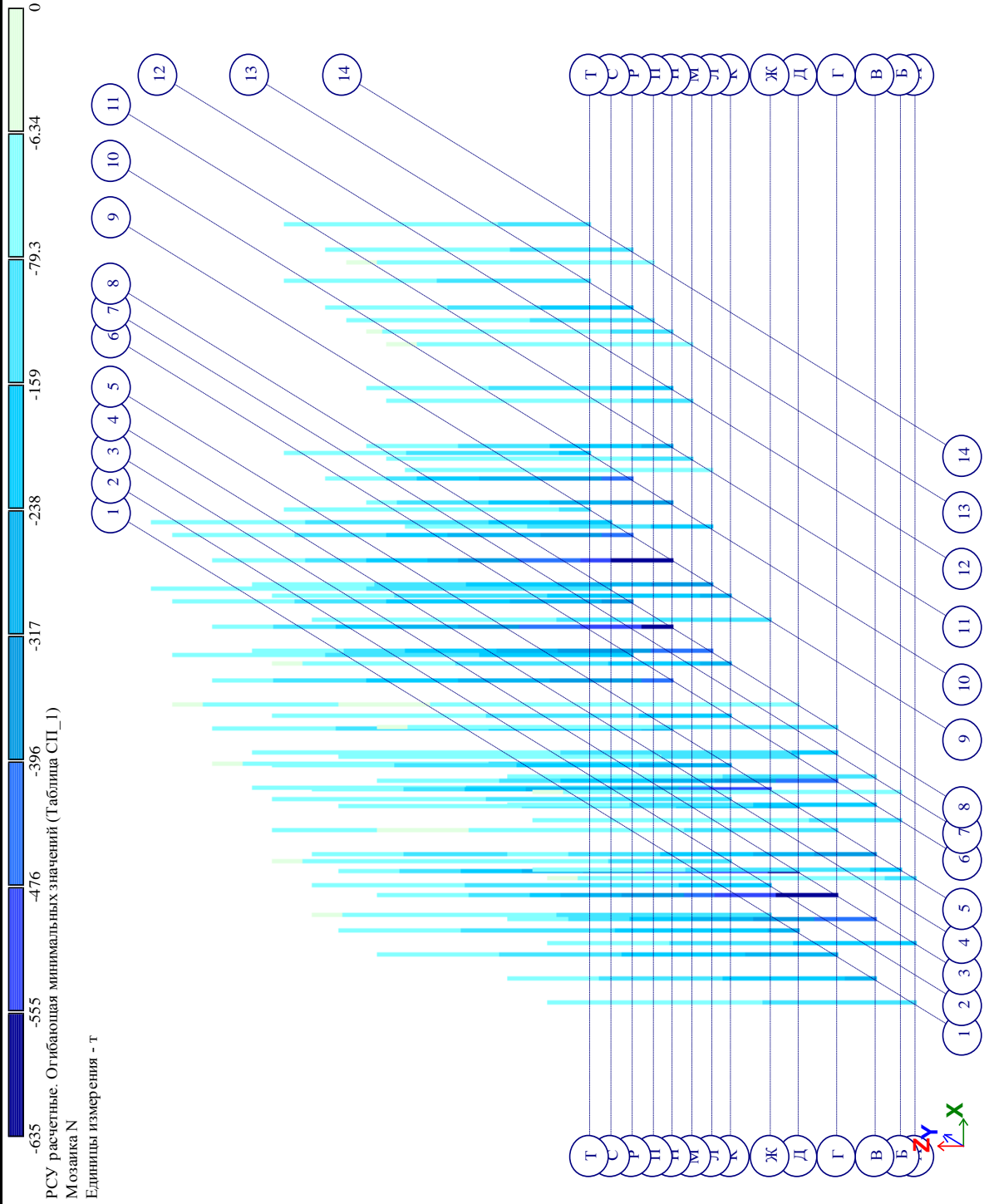


Рис.4.7.Мозаика продольных сил N в предварительном расчете

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

Собственный вес					
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

На схеме:  
— I 35K4  
— I 35K2  
— I 30K2

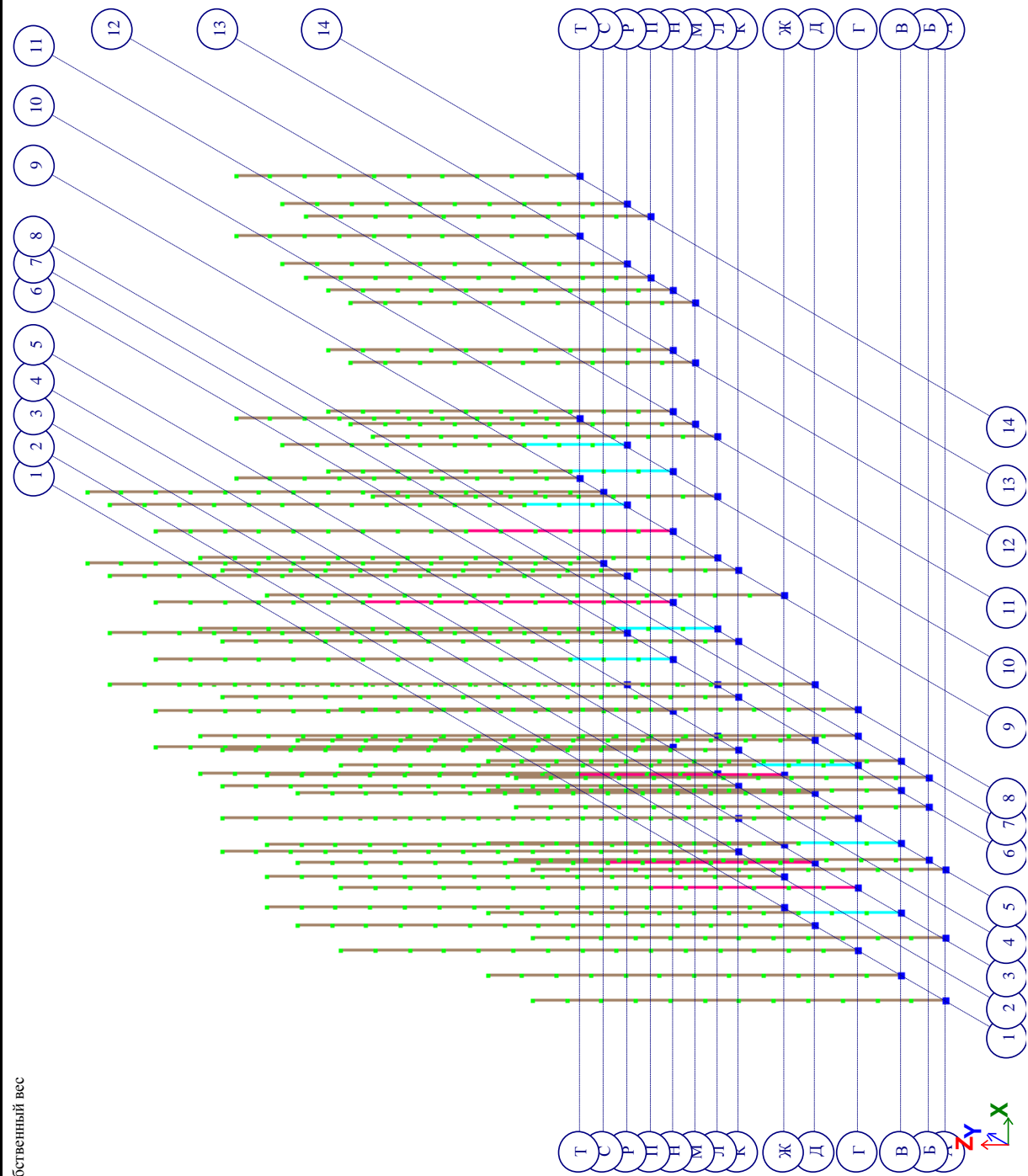


Рис.4.8.Переназначение сечением нагруженным стержням



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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Примечание:  
данные диапазоны  
усилий приняты для  
назначения сечений  
колоннам, см. п. 5.1  
.1 «Конструктивный  
расчет колонн»

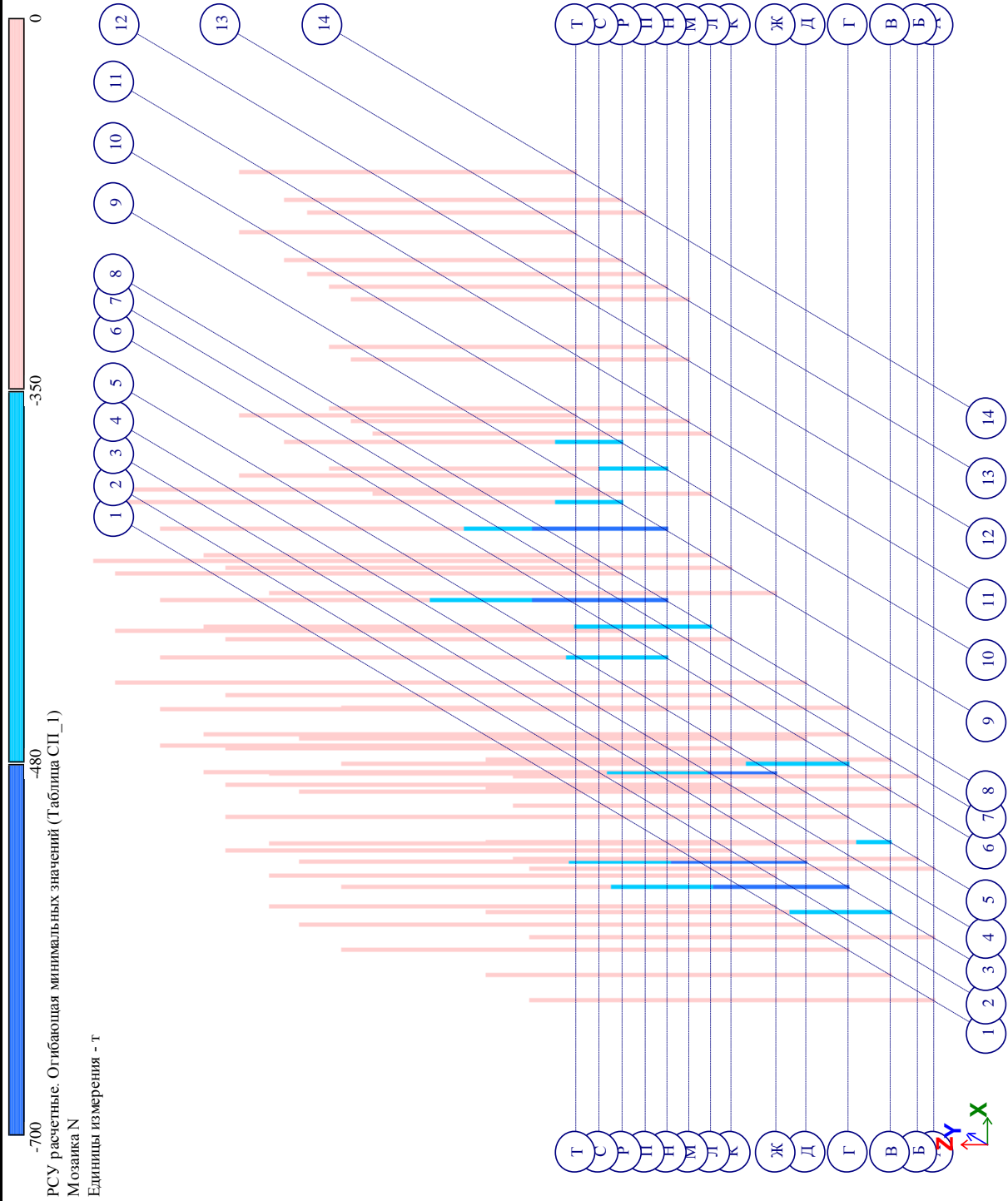


Рис.4.10. Мозаика продольных сил N итоговая в соответствии с несущей способностью назначенных сечений

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135
Лист 37

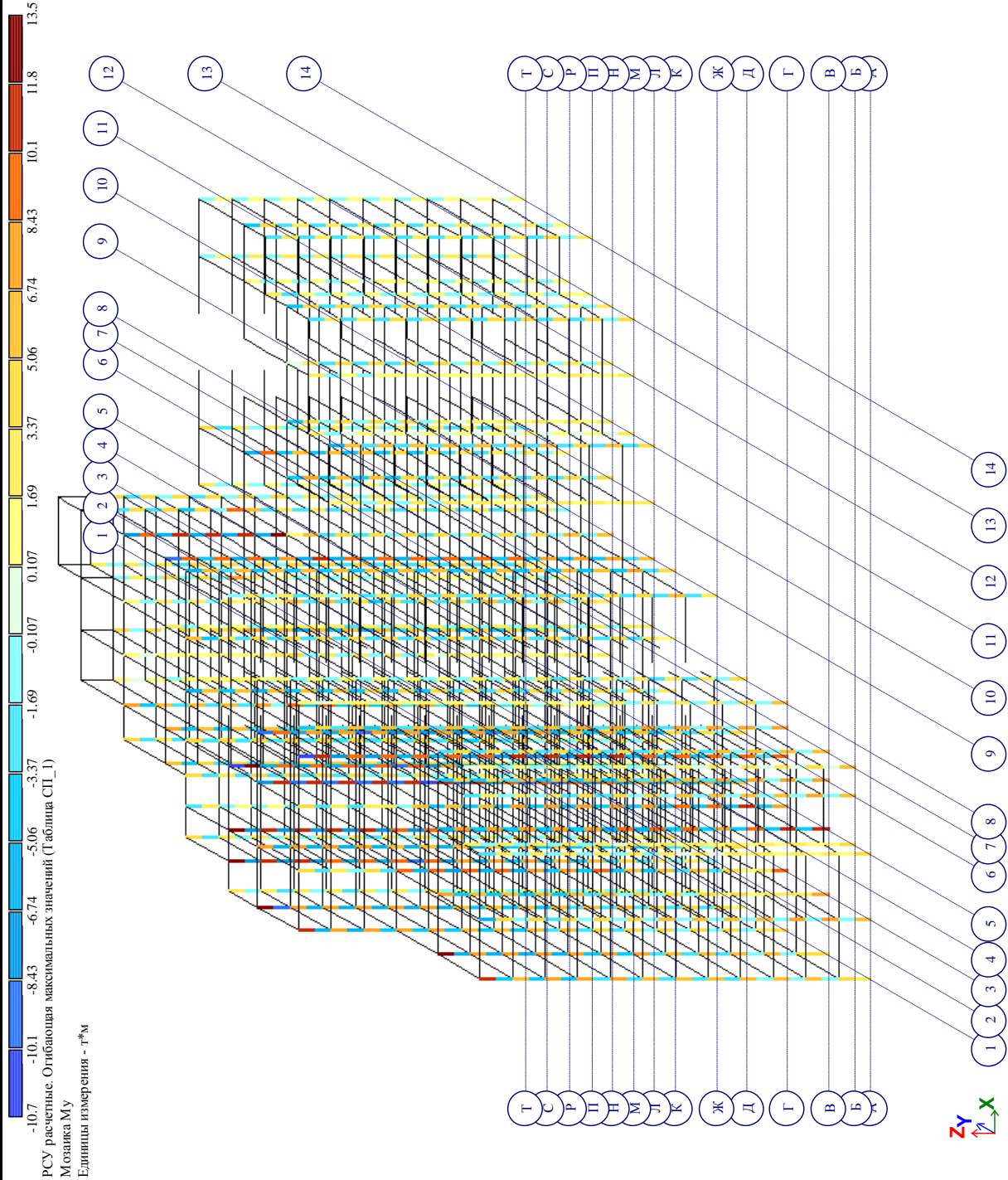


Рис.4.11. Мозаика максимальных изгибающих моментов к колоннам каркаса М<sub>у</sub>

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135
Лист 38

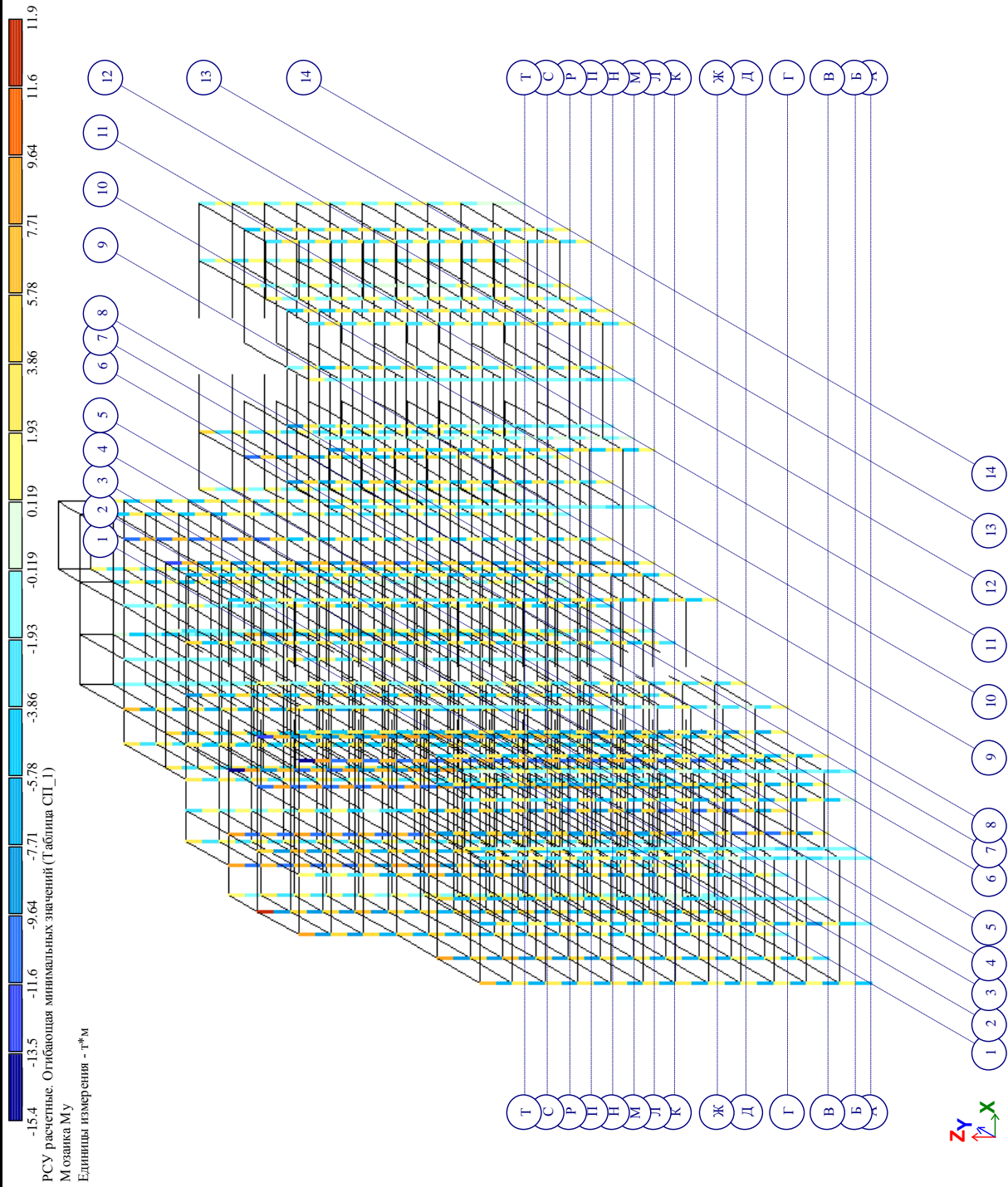


Рис.4.12. Мозаика минимальных изгибающих моментов к колоннам каркаса М<sub>у</sub>



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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO_K_И_001135

Лист
40

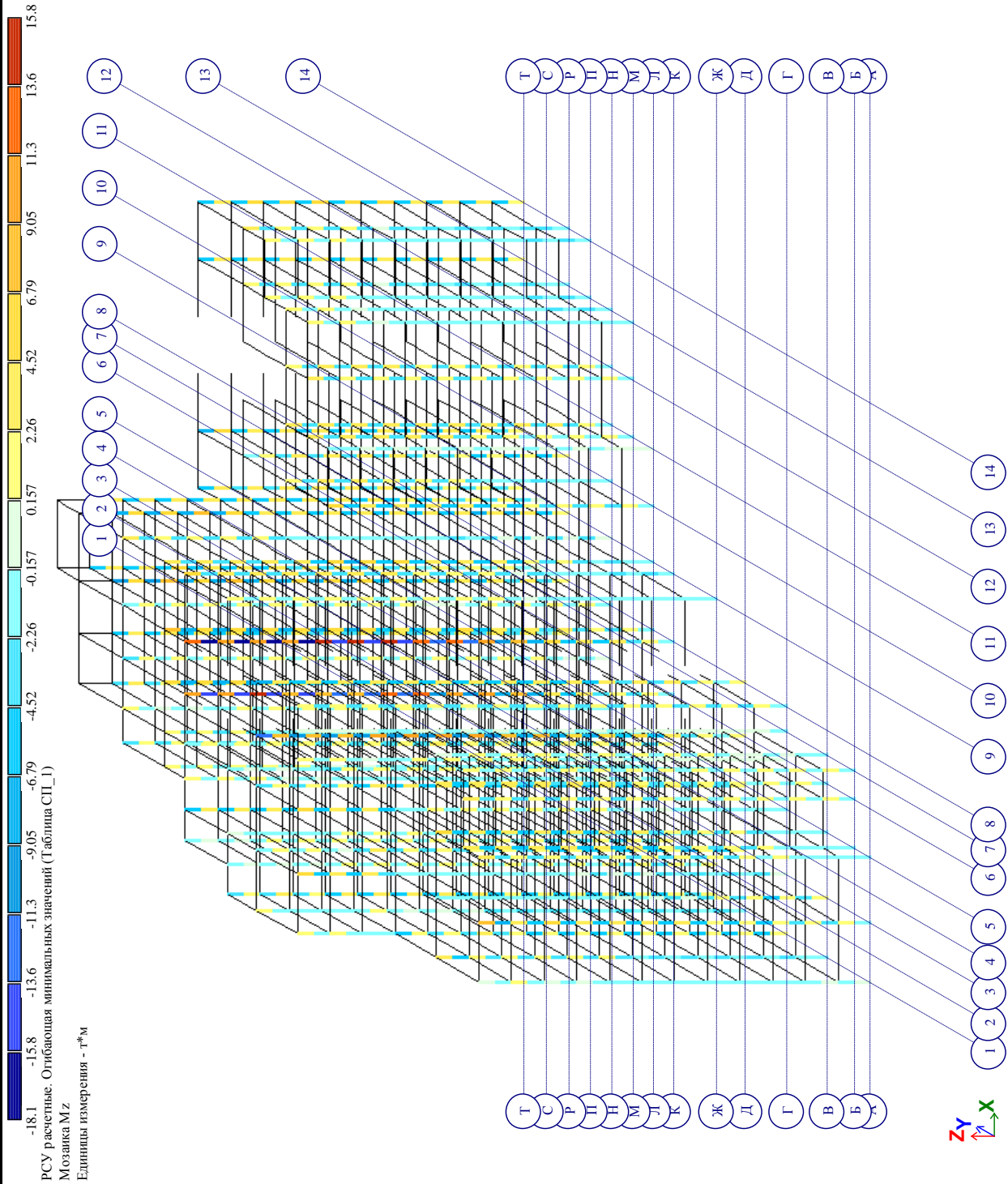


Рис.4.14. Мозаика минимальных изгибающих моментов к колоннам каркаса M z

4.2.3. Расчет на устойчивость выполнен в программном комплексе «ЛИРА софт»

Первые три формы потери устойчивости приведены на рис. 4.15-4.17.

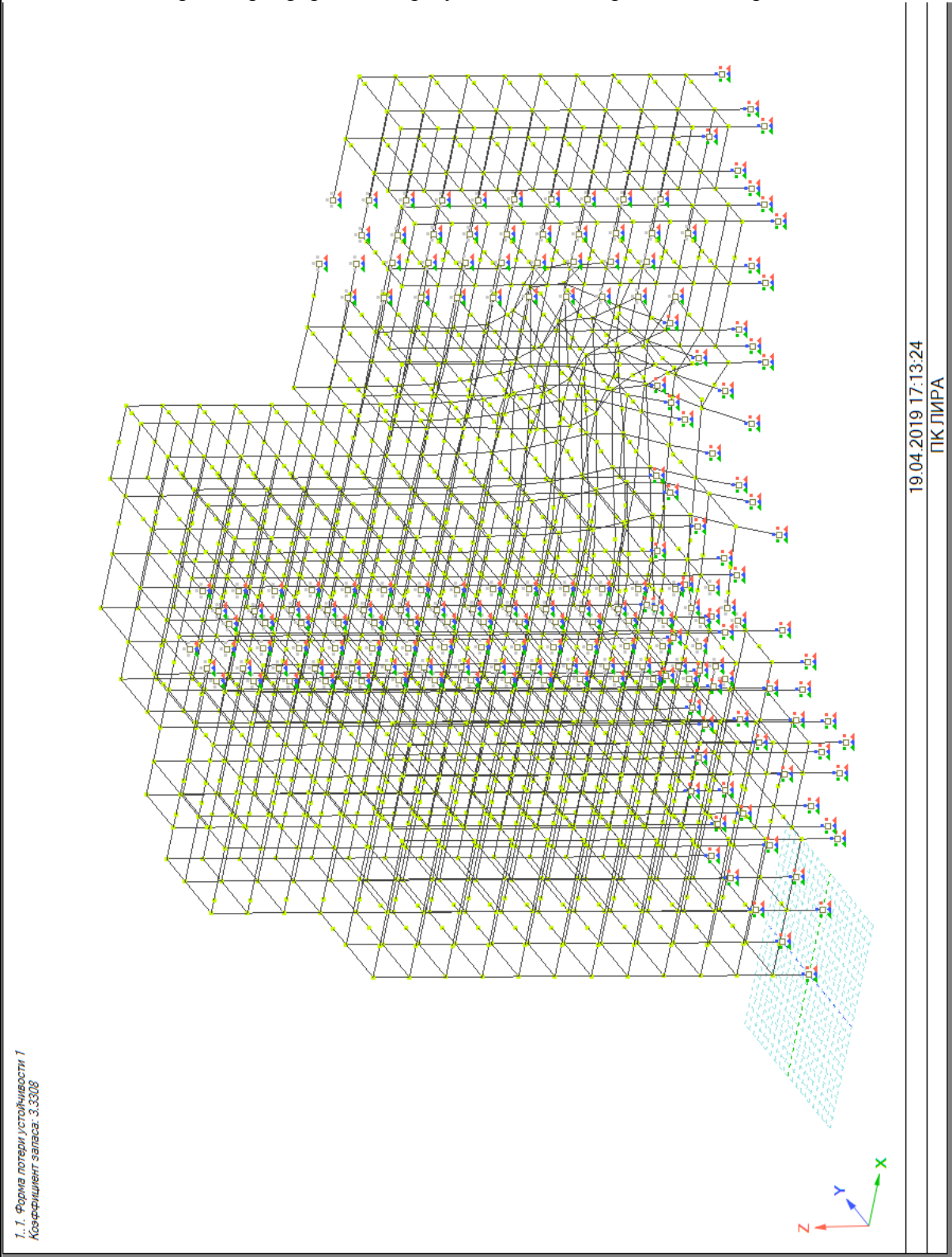


Рис.4.15. Первая форма потери устойчивости, коэффициент запаса равен 3,33

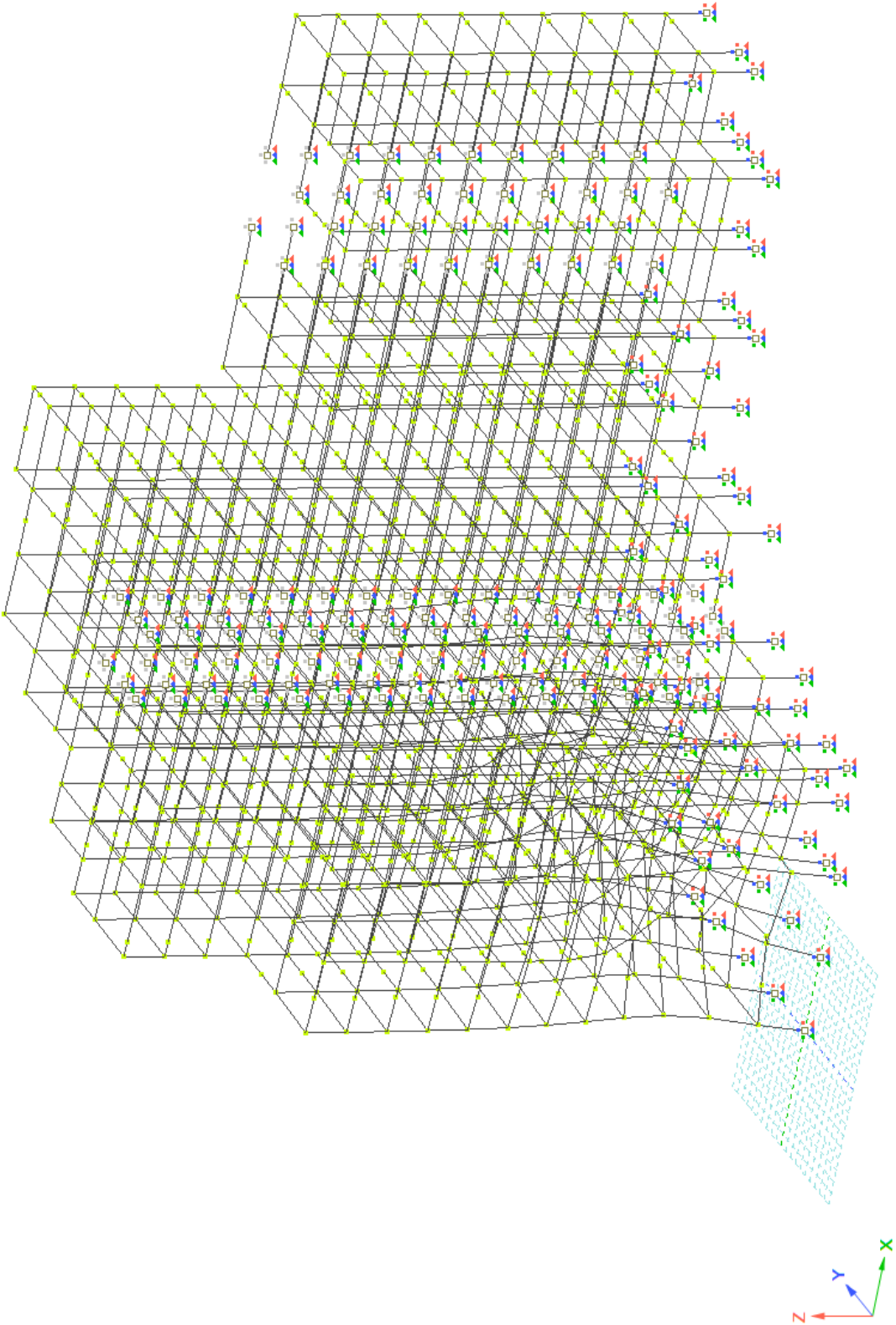
Инв. № подл.		Подп. и дата		Взам. инв. №	

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

1.2. Форма потери устойчивости 2  
Коэффициент запаса: 3,3847

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135



19.04.2019 17:13:48

Рис.4.16. Вторая форма потери устойчивости, коэффициент запаса равен 3,38

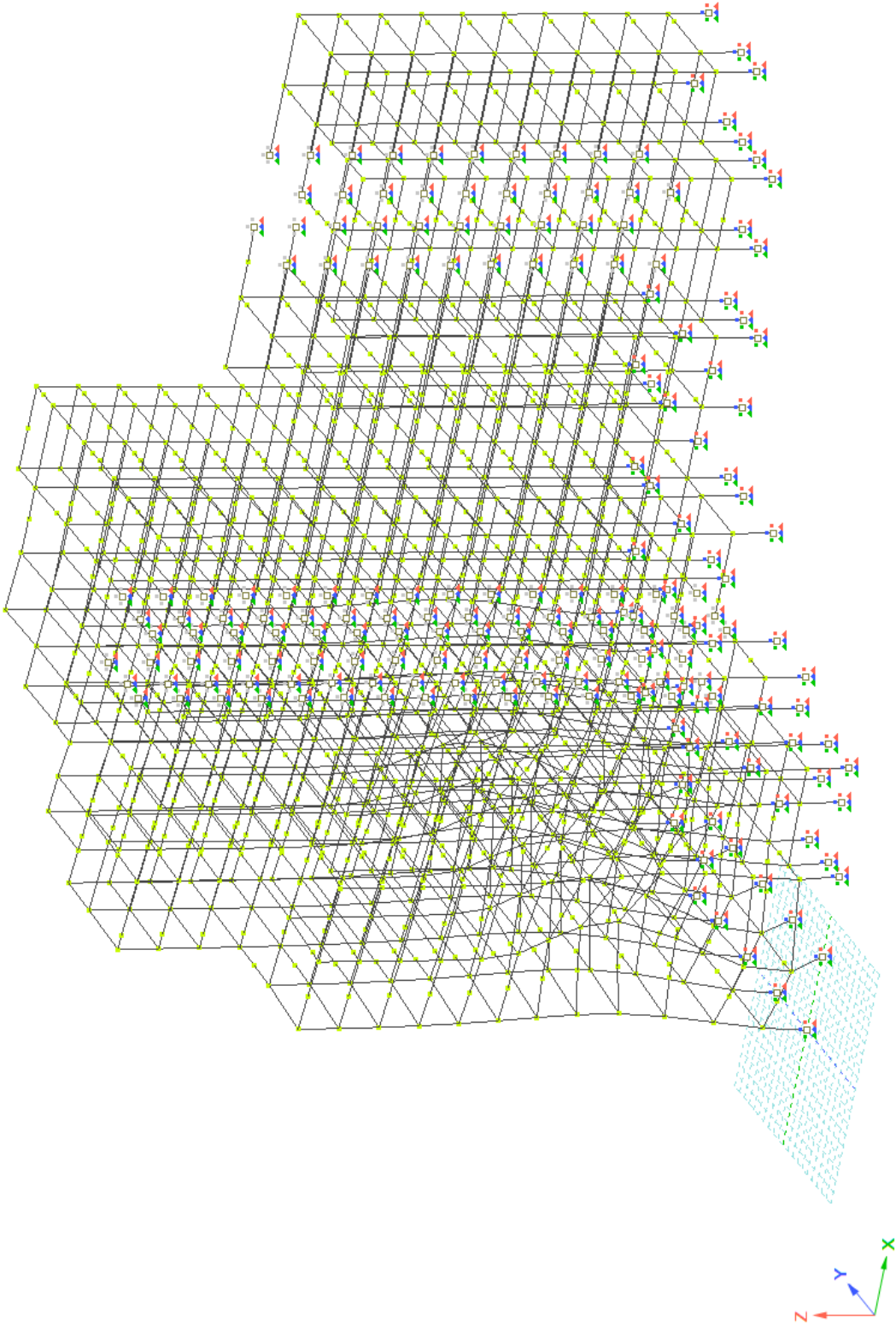
Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

1.3. Форма потери устойчивости 3  
Коэффициент запаса: 3,5787

**Вывод: минимальный коэффициент запаса устойчивости конструкций каркаса составляет  $n=3,33$ . Устойчивость, жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечены.**

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135



19.04.2019 17:14:02

Рис.4.17. Третья форма потери устойчивости, коэффициент запаса равен 3,57

## 5. КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ

### 5.1. Конструктивный расчет колонн

5.1.1 Для предварительного расчета исходя из диапазонов усилий в стержнях (см. рис.4.10) приняты 3 типоразмера сечений колонн по таблице 6.2.26 СТО АРСС 112512.001-018-3, (условно приняв стержни центрально-сжатыми, и расчетную длину колонны  $l=3.5$  м при  $\mu=1$ )

С355Б	Значения $N, \text{кН}$ при расчётной длине стержня $l_{ef}, \text{м}$ в плоскости с меньшей жёсткостью сечения $x-x$																	
Профиль	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0
20К3	2350,74	2232,88	2091,16	1920,29	1723,67	1516,18	1316,72	1138,16	981,84	825,02	606,14	464,07	366,68	297,01	245,46	-	-	-
20К4	2822,81	2682,77	2514,65	2312,05	2078,53	1831,15	1592,33	1377,72	1192,45	1001,99	736,16	563,62	445,33	360,72	298,11	-	-	-
20К5	3178,28	3021,72	2833,98	2607,81	2346,83	2069,68	1801,33	1559,59	1351,14	1136,82	835,22	639,46	505,26	409,26	338,23	-	-	-
20К6	3579,37	3407,54	3202,38	2955,57	2669,71	2363,47	2063,76	1791,21	1554,57	1316,85	967,48	740,73	585,27	474,07	391,79	-	-	-
20К7	4085,02	3890,85	3659,39	3381,12	3058,41	2711,57	2370,73	2059,65	1788,80	1519,32	1116,24	854,62	675,25	546,96	452,03	-	-	-
20К8	4703,32	4481,36	4217,10	3899,54	3530,94	3133,87	2742,51	2384,36	2071,87	1763,24	1295,44	991,82	783,66	634,77	524,60	-	-	-
25К1	2610,02	2515,75	2408,59	2283,75	2137,92	1971,69	1791,46	1608,14	1432,63	1272,20	987,35	755,94	597,28	483,80	399,84	335,97	286,27	-
25К2	3021,21	2913,78	2792,00	2650,47	2485,31	2296,76	2091,50	1881,49	1679,18	1493,27	1166,00	892,72	705,36	571,34	472,18	396,76	338,07	-
25К3	3351,72	3233,46	3099,58	2944,16	2762,89	2555,84	2329,99	2098,25	1874,34	1668,02	1306,47	1000,27	790,33	640,17	529,07	444,56	378,80	-
25К4	3768,44	3637,13	3488,79	3316,94	3116,67	2887,71	2637,22	2379,01	2128,30	1896,26	1492,82	1142,94	903,06	731,48	604,53	507,97	432,83	373,21
25К5	4307,06	4158,35	3990,63	3796,58	3570,62	3312,14	3028,74	2735,66	2450,05	2184,86	1726,58	1321,92	1044,48	846,03	699,20	587,52	500,61	431,65
25К6	4699,26	4540,80	4362,80	4157,63	3919,20	3646,14	3345,22	3031,44	2722,81	2433,79	1941,09	1487,61	1175,40	952,07	786,83	661,16	563,36	485,75
25К7	5502,29	5323,02	5122,82	4893,33	4627,53	4322,84	3984,87	3628,45	3273,14	2936,16	2353,37	1823,21	1440,56	1166,86	964,34	810,32	690,45	595,34
25К8	6244,98	6043,26	5818,31	5560,80	5262,82	4921,21	4541,75	4140,49	3739,15	3357,29	2694,39	2093,34	1654,00	1339,74	1107,22	930,37	792,75	683,54
25К9	6992,74	6768,69	6519,18	6233,92	5904,12	5526,02	5105,46	4659,66	4212,39	3785,51	3041,83	2369,71	1872,36	1516,61	1253,40	1053,20	897,40	773,78
25К10	8067,65	7811,06	7525,66	7199,77	6823,30	6391,70	5911,09	5400,49	4886,78	4395,12	3535,74	2761,44	2181,88	1767,32	1460,60	1227,31	1045,75	901,70
30К1	3689,89	3587,39	3475,82	3351,21	3209,76	3048,55	2866,89	2667,70	2457,83	2246,43	1851,36	1520,77	1206,25	977,06	807,49	678,52	578,14	498,50
30К2	3989,15	3878,44	3757,94	3623,33	3470,66	3296,62	3100,48	2885,39	2658,71	2430,30	2003,25	1645,73	1305,75	1057,66	874,10	734,48	625,83	539,62
30К3	4476,22	4346,22	4203,74	4043,46	3860,37	3651,08	3415,73	3159,83	2893,92	2630,45	2149,32	1737,80	1373,08	1112,19	919,17	772,36	658,10	567,44
30К4	4493,06	4369,73	4235,73	4086,36	3917,10	3724,37	3507,13	3268,47	3016,15	2760,89	2280,84	1876,50	1494,47	1210,52	1000,43	840,64	716,28	617,61
30К5	4985,80	4849,64	4701,80	4537,15	4350,70	4138,49	3899,27	3636,26	3357,81	3075,61	2543,45	2093,96	1670,58	1353,17	1118,32	939,70	800,69	690,39

Примечание:

- Описание таблицы приведено в п. 6.2.7 руководства
- «-» - обозначение элементов, гибкость которых превышает 220
- Значения продольных сил для длин более указанных в таблице определять по формуле 6.2.3 настоящего руководства. Использовать линейную экстраполяцию недопустимо
- Промежуточные значения определять линейной интерполяцией



Таблица 6.2.26

С355Б	Значения $N, кН$ при расчётной длине стержня $l_{ef}, м$ в плоскости с меньшей жёсткостью сечения $x-x$																	
Профиль	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0
35К1	4681,12	4573,56	4459,55	4335,94	4199,56	4047,35	3876,89	3687,20	3479,58	3258,23	2801,51	2371,78	2001,03	1650,54	1364,08	1146,21	976,65	842,11
35К2	5269,14	5149,25	5022,33	4884,92	4722,54	4564,82	4376,02	4165,93	3935,76	3689,84	3180,11	2697,34	2278,65	1886,85	1559,38	1310,31	1116,48	962,68
35К3	5860,03	5727,83	5588,01	5436,83	5270,49	5085,30	4878,24	4647,84	4395,23	4124,87	3562,27	3026,42	2559,56	2126,73	1757,63	1476,89	1258,42	1085,06
35К4	6438,48	6296,67	6147,15	5986,04	5800,40	5613,39	5394,72	5151,54	4884,42	4597,26	3993,26	3408,70	2892,57	2427,82	2006,46	1685,99	1436,58	1238,68
35К5	7184,80	7027,44	6861,62	6683,05	6487,52	6270,67	6028,89	5760,04	5464,63	5146,75	4476,55	3825,51	3248,88	2733,49	2259,09	1898,26	1617,45	1394,64

Колонны марки К1, К1-1 К2, К3 приняты из прокатного двутаврового сечения, профили и размеры которых указаны в таблице 5.1.1.

Сталь С355-5.  $R_y=340$  МПа – расчетное сопротивление стали

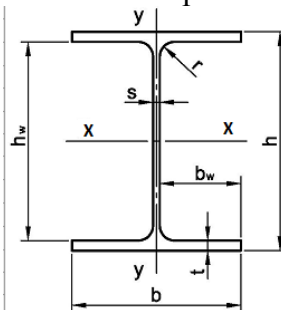


Рис. 5.1 Параметры сечений колонн  
Таблица 5.1. 1. Характеристики сечений колонн

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

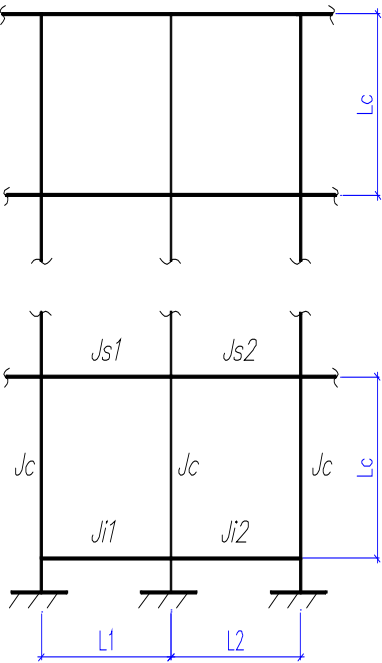
44

Номер профил я	Номинальные размеры, мм							Номиналь ная площадь поперечно го, сечения $F_{н\tau}$	Номиналь ная масса	Справочные величины для осей профиля									
	$h$	$b$	$s$	$t$	$h_w$	$b_w$	$r$			$cm^2$	1м двутавра, кг	$I_x, cm^4$	$W_x, cm^3$	$S_x, cm^3$	$i_x, mm$	$I_y, cm^4$	$W_y, cm^3$	$S_y, cm^3$	$i_y, mm$
30K2	300	300	10	15	270	145	18	119.78	94	20410	1360.7	750.59	130.54	6754.8	450.32	342.13	75.1	1	K3, K2 (с +11.500 до отм.верха) K1 (с +22.000 до отм.верха) K1-1 (с +32.500 до отм.верха)
35K2	350	350	12	19	312	169	20	173.87	136.5	40295	2302.6	1272.6	152.23	13586	776.33	589.29	88.39	1	K2 (с 0.000 до +11.500)
35K4	360	352	15	24	312	168.5	20	219.19	172.1	52354	2908.5	1627.8	154.55	17460	992.04	754.25	89.25	1	K1 (с 0.000 до +22.000), K1-1 (с 0.000 до +32.500)

Условное обозначение: прокатные сечения приняты по ГОСТ 57837-2017 в соответствии с возможностью их приобретения у заводов металлоконструкций.

1	-Производится ежемесячно, легкодоступный
1	-Производится под заказ, срок поставки 30-45 дней, минимальный объем 20т

5.1.2 Определим расчетную длину колонн марки K1, K1-1, K2, K3 при заданных сечениях по п. 10.3 СП 16.133330.2017.



Условные обозначения на схеме:

$I_{s1}, I_{s2}$  и  $I_{i1}, I_{i2}$  – моменты инерции сечения ригелей, примыкающих соответственно к верхнему и нижнему концам проверяемой колонны;  
 $I_c, l_c$  – соответственно момент инерции сечения и длина проверяемой колонны;  
 $l, l_1, l_2$  – пролеты рамы;  
 $k$  – число пролетов;

$$n_1 = \frac{I_{s1} l_c}{I_c l_1}; \quad n_2 = \frac{I_{s2} l_c}{I_c l_2}; \quad p_1 = \frac{I_{i1} l_c}{I_c l_1}; \quad p_2 = \frac{I_{i2} l_c}{I_c l_2}$$

Рис. 5.1.2 Схема рамы для определения расчетных длин колонн

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Колонна марки К1 и К1-1

Средний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	52354	см4
L1	620	см
L2	620	см
Lc	350	см
Ji1	11222.5	см4
Ji2	11222.5	см4
к	6	
n1	0.121009	
n2	0.121009	
n	0.121009	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.70</b>	

Нижний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	52354	см4
L1	620	см
L2	620	см
Lc	350	см
Ji1	0	см4
Ji2	0	см4
к	6	
n1	0.121009	
n2	0.121009	
n	0.121009	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.70</b>	

Колонна марки К2

Средний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	40295	см4
L1	700	см
L2	700	см
Lc	350	см
Ji1	11222.5	см4
Ji2	11222.5	см4
к	6	
n1	0.139254	
n2	0.139254	
n	0.139254	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.69</b>	

Нижний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	40295	см4
L1	700	см
L2	700	см
Lc	350	см
Ji1	0	см4
Ji2	0	см4
к	6	
n1	0.139254	
n2	0.139254	
n	0.139254	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.69</b>	

Колонна марки К3

Верхний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	20410	см4
L1	700	см
L2	700	см
Lc	350	см
Ji1	11222.5	см4
Ji2	11222.5	см4
к	8	
n1	0.274927	
n2	0.274927	
n	0.549853	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.66</b>	

Средний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	20410	см4
L1	700	см
L2	700	см
Lc	350	см
Ji1	11222.5	см4
Ji2	11222.5	см4
к	8	
n1	0.274927	
n2	0.274927	
n	0.274927	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.68</b>	

Нижний этаж		
Js1	11222.5	см4
Js2	11222.5	см4
Jc	20410	см4
L1	700	см
L2	700	см
Lc	350	см
Ji1	0	см4
Ji2	0	см4
к	8	
n1	0.274927	
n2	0.274927	
n	0.274927	
p	50	
<b>μ</b>	<b>0.68</b>	

**! Примечание:** в запас устойчивости конструкций принимаем для расчёта  $\mu=1$

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	---------	------	--------	-------	------

PRO\_K\_И\_001135

Лист

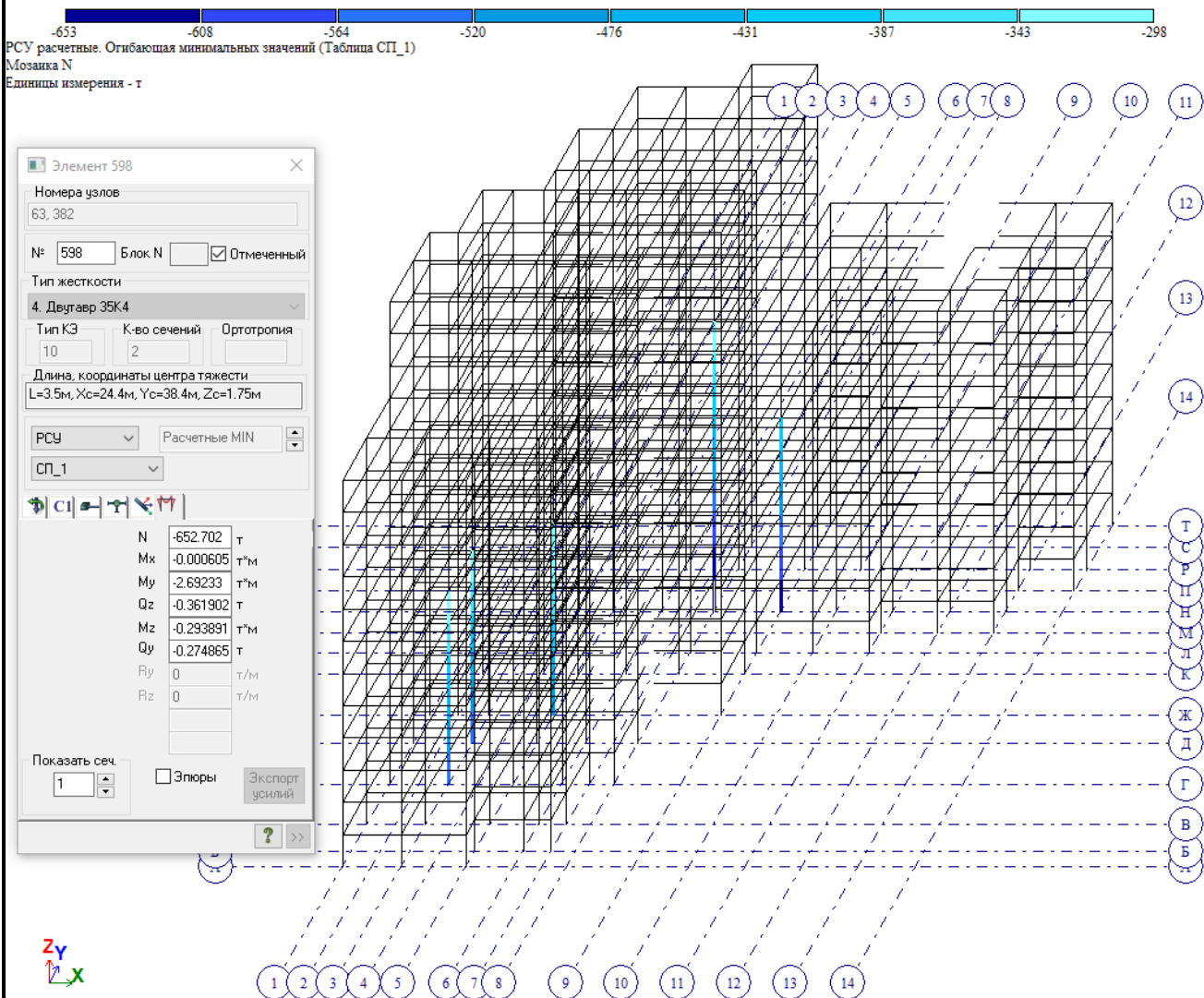
46

### 5.1.3 Расчет колонны марки K1, K1-1

При расчете колонн руководствуемся п.9.1 и 9.2 СП 16.13330.2011 и производим проверку сечения колонны, как внецентренно-сжатого элемента.

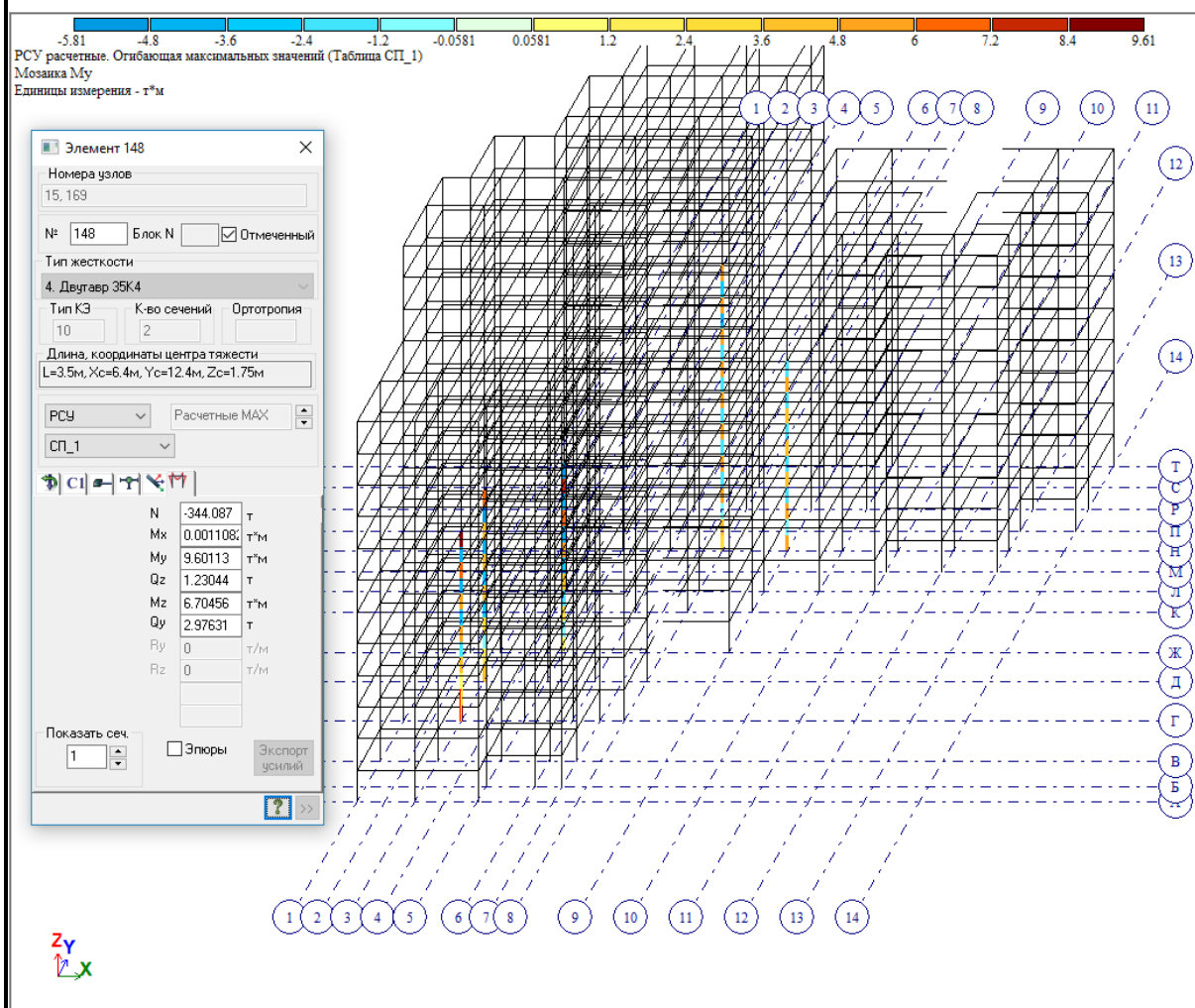
Расчет предполагает рассмотрения 2-х вариантов возникновения максимальных усилий в колонне:

1 вариант:  $N_{\max}=6530 \text{ кН}$   $M_{x, \text{соотв}}=27 \text{ кНм}$  .  $M_{y, \text{соотв.}}=2.9 \text{ кНм}$



Взам. инв. №		Подп. и дата		Инв. № подл.		Лист	47
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135	

2 вариант:  $M_{x,max}=96,1 \text{ кНм}$   $M_{y,соотв}=67\text{кНм}$  .  $N_{соотв.}=3450\text{кН}$



Расчет проводим в программном комплексе «NormCad»

### 1 вариант

#### Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 9.1.1;9.2.9 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции;

#### Исходные данные:

##### Геометрические размеры элемента:

- Расчетная длина элемента  $l_{efx} = 3500 \text{ мм}$ ;
- Расчетная длина элемента  $l_{efy} = 3500 \text{ мм}$ ;

##### Нагрузка:

- Нормальная сила  $N = 6530\text{кН}$ ;

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

48

- Изгибающий момент  $M_x = 27 \text{ кНм}$  ;
- Изгибающий момент  $M_y = 3 \text{ кНм}$ ;
- Поперечная сила на одну стенку сечения  $Q_y = 20 \text{ кН}$ ;

Физические характеристики:

- Модуль сдвига  $G = 78500 \text{ МПа}$ ;
- Модуль упругости  $E = 210000 \text{ МПа}$ ;

Прочность:

(Вид металла - Фасонный прокат; Сталь и толщина металла – С355 ; От 16 до 40 мм)::

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести  $R_y = 340 \text{ МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление стали сдвигу  $R_s = 197,2 \text{ МПа}$ ;

Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;
- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1

Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Площадь нетто:  $A_n = A = 21990 \text{ мм}^2$  .

Касательные напряжения:

$$\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 19613,30001 \cdot 1627800 / (523530000 \cdot 13) = 4,69101 \text{ МПа} .$$

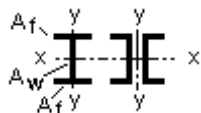
2) Продолжение расчета по п. 9.1.1

Т.к.  $\tau / R_s = 4,69101 / 197 = 0,02381 < 0,5$  и  $N / (A_n R_y) = 6403743 / (21990 \cdot 340) = 0,8565 > 0,1$  :

Следовательно расчет должен быть выполнен по формуле ( 105 )

3) Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения по табл. Е.1 - 1.



Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_x = 1,0484$  .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_y = 1,47$  .

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

49

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $n = 1,5$ .

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(2908500; 2908500) = 2908500 \text{ мм}^3.$$

Изгиб - в двух главных плоскостях.

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{ynmin} = \min(W_{yn1}; W_{yn2}) = \min(992040; 992040) = 992040 \text{ мм}^3.$$

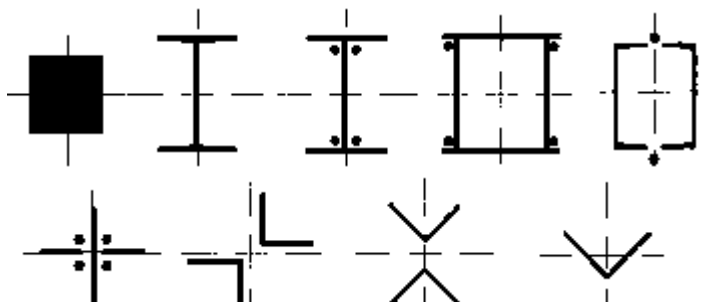
Тип сечения - открытые.

Центр приложения нагрузки - проходит через центр изгиба сечения.

$$\begin{aligned} & (N/(A_n R_y \gamma_c))^n + M_x/(c_x W_{xnmin} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{ynmin} R_y \gamma_c) = (6403743/(21990 \cdot 340 \cdot 1)) \\ & 1,5 + 26477856,66654/(1,0484 \cdot 2908500 \cdot 340 \cdot 1) + 2941984,07406/(1,47 \cdot 992040 \cdot 340 \cdot 1) = \\ & 0,82415 < 1 \text{ (82,41468\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено (формула (105)); п.} \\ & \text{9.1.1)}. \end{aligned}$$

#### 4) Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней при сжатии и изгибе в двух направлениях ( $J_x > J_y$ )

Тип кривых устойчивости - b.



$J_x = 523530000 \text{ мм}^4 \geq J_y = 174590000 \text{ мм}^4$  (299,86254% от предельного значения) - условие выполнено.

$$\text{Радиус инерции: } i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{523530000/21990} = 154,29725 \text{ мм}.$$

$$\text{Гибкость стержня относительно оси x: } \lambda_x = l_{efx}/i_x = 3500/154,2973 = 22,68348.$$

$$\text{Радиус инерции: } i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{174590000/21990} = 89,10397 \text{ мм}.$$

$$\text{Гибкость стержня относительно оси y: } \lambda_y = l_{efy}/i_y = 3500/89,10397 = 39,27996.$$

Условная гибкость при изгибе относительно оси y-y:

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052.$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\lambda_y$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

50

$$\varphi_y = 0,88334 .$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси х-х:

$$W_{cx} = W_{x2} = 2908500 \text{ мм}^3 .$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси у-у:

$$W_{cy} = W_{y2} = 992040 \text{ мм}^3 .$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (26477856,66654/6403743) \cdot (21990/2908500) = 0,03126 .$$

Относительный эксцентриситет:

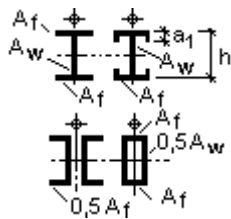
$$m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (2941984,07406/6403743) \cdot (21990/992040) = 0,01018 .$$

Относительный эксцентриситет:  $m = m_y = 0,01018 .$

Условная гибкость:  $\lambda = \lambda_y = 1,58052 .$

#### 5) Коэффициент влияния формы сечения

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полук - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,70964 .$

#### 6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef, y} = \eta m_y = 1,70964 \cdot 0,01018 = 0,0174 .$$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef} = m_{ef, y} = 0,0174 .$

Т.к.  $m_{ef, y} < 20 :$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.3 в зависимости от  $\lambda_y$  и  $m_{ef}$ ,

у

$$\varphi_{ey} = 0,86502 .$$

#### 7) Определение коэффициента с для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

Момент сопротивления для сжатого пояса:  $W_c = W_{x2} = 2908500 \text{ мм}^3 .$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (26477856,66654/6403743) \cdot (21990/2908500) = 0,03126 .$$

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

51





**значения)** - условие выполнено .

15) Продолжение расчета по п. 9.2.9

х: Гибкость:  $\lambda = \lambda_x = 22,68348$ .

### 16) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 СП 16.13330.2011:

**значения)** - условие выполнено .

плоскостью симметрии ( $J_x > J_y$ )

$$\text{T.K. } J_X = 523530000 \text{ мм}^4 \geq J_Y = 174590000 \text{ мм}^4 :$$

Радиус инерции:  $i_V = \sqrt{J_V/A} = \sqrt{174590000/21990} = 89,10397 \text{ мм}$ .

Гибкость стержня относительно оси y:  $\lambda_y = I_{efy}/i_y = 3500/89,10397 = 39,27996$ .

Условная гибкость:  $\lambda = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052$ .

$$\varphi_V = 0,88334 \text{ .}$$

18) Определение коэффициента  $\varsigma$  для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

Момент сопротивления для сжатого пояса:  $W_c = W_{x2} = 2908500 \text{ мм}^3$ .

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (26477856,66654/6403743) \cdot (21990/2908500) = 0,03126.$$

Т.к.  $m_X \leq 5$ ;  $m_X \leq 1$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,7$ .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

$$\overline{\lambda_Y} = \overline{\lambda_Y} \sqrt{R_Y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052.$$

Т.к.  $\lambda_y \leq 3,14$  :

Коэффициент:  $\beta = 1$  .

Коэффициент:  $c = \beta / (1 + \alpha m_X) = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,03126) = 0,97859$  (формула (112); п. 9.2.5).

коэффициентов:

Взам. инв. №		<p>Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:</p> $\overline{\lambda_y} = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052 .$ <p>Т.к. <math>\overline{\lambda_y} &lt; 3,14 :</math></p> <p>Коэффициент: <math>\beta = 1 .</math></p> <p>Коэффициент: <math>c = \beta/(1+\alpha m_x ) = 1/(1+0,7 \cdot 0,03126) = 0,97859</math> (формула (112); п. 9.2.5 ).</p> <p>Коэффициент с не должен превышать <math>c_{max}</math>, определяемого в зависимости от коэффициентов:</p>									
Подп. и дата											
Инв. № подл.											
								PRO_K_И_001135			Лист
		Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

Взам. инв. №							<div><div><div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div></div>
--------------	--	--	--	--	--	--	---

Нагрузка:

- Нормальная сила  $N = 345 \text{ кН}$
- Изгибающий момент  $M_x = 96 \text{ кНм}$ ;
- Изгибающий момент  $M_y = 67 \text{ кНм}$
- Поперечная сила на одну стенку сечения  $Q_y = 20 \text{ кН}$  ;

Физические характеристики:

- Модуль сдвига  $G = 78500 \text{ МПа}$ ;
- Модуль упругости  $E = 210000 \text{ МПа}$ ;

Прочность:

(Вид металла - Фасонный прокат; Сталь и толщина металла – С355 ; От 16 до 40 мм):

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести  $R_y = 340 \text{ МПа}$ ;

- Расчетное сопротивление стали сдвигу  $R_s = 197 \text{ МПа}$ ;

Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;
- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1.

Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Площадь нетто:  $A_n = A = 21990 \text{ мм}^2$  .

Касательные напряжения:

$$\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 19613,30001 \cdot 1627800 / (523530000 \cdot 13) = 4,69101 \text{ МПа} .$$

2) Продолжение расчета по п. 9.1.1

Т.к.  $\tau / R_s = 4,69101 / 197 = 0,02381 \leq 0,5$  и  $N / (A_n R_y) = 3383294 / (21990 \cdot 340) = 0,45252 > 0,1$  :

Следовательно расчет должен быть выполнен по формуле ( 105 )

3) Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения по табл. Е.1 - 1.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №						PRO_K_И_001135	Лист
									56
			Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.		



Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_x = 1,0484$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_y = 1,47$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $n = 1,5$ .

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1} ; W_{xn2}) = \min(2908500; 2908500) = 2908500 \text{ мм}^3.$$

Изгиб - в двух главных плоскостях.

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{ynmin} = \min(W_{yn1} ; W_{yn2}) = \min(992040; 992040) = 992040 \text{ мм}^3.$$

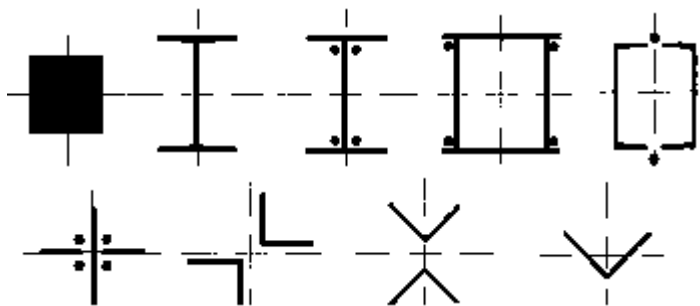
Тип сечения - открытые.

Центр приложения нагрузки - проходит через центр изгиба сечения.

$$(N/(A_n R_y \gamma_c))^n + M_x/(c_x W_{xnmin} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{ynmin} R_y \gamma_c) = (3383294/(21990 \cdot 340 \cdot 1))^1 + 94143490,36991/(1,0484 \cdot 2908500 \cdot 340 \cdot 1) + 65704310,98733/(1,47 \cdot 992040 \cdot 340 \cdot 1) = 0,52773 \leq 1 \text{ (52,77283\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено (формула (105); п. 9.1.1)}.$$

#### 4) Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней при сжатии и изгибе в двух направлениях ( $J_x > J_y$ )

Тип кривых устойчивости - b.



$$J_x = 523530000 \text{ мм}^4 \geq J_y = 174590000 \text{ мм}^4 \text{ (299,86254\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено}.$$

$$\text{Радиус инерции: } i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{523530000/21990} = 154,29725 \text{ мм}.$$

$$\text{Гибкость стержня относительно оси x: } \lambda_x = l_{efx}/i_x = 3500/154,2973 = 22,68348.$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

57

Радиус инерции:  $i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{174590000/21990} = 89,10397 \text{ мм}.$

Гибкость стержня относительно оси y:  $\lambda_y = l_{efy}/i_y = 3500/89,10397 = 39,27996.$

Условная гибкость при изгибе относительно оси y-y:  $\lambda_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052.$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\lambda_y$   
 $\varphi_y = 0,88334.$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси x-x:  
 $W_{cx} = W_{x2} = 2908500 \text{ мм}^3.$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси y-y:  
 $W_{cy} = W_{y2} = 992040 \text{ мм}^3.$

Относительный эксцентриситет:  $m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (94143490,36991/3383294) \cdot (21990/2908500) = 0,21038.$

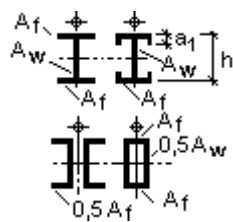
Относительный эксцентриситет:  
 $m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (65704310,98733/3383294) \cdot (21990/992040) = 0,43048.$

Относительный эксцентриситет:  $m = m_y = 0,43048.$

Условная гибкость:  $\lambda = \lambda_y = 1,58052.$

##### 5) Коэффициент влияния формы сечения

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полук - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,6809.$

##### 6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:  
 $m_{ef, y} = \eta m_y = 1,6809 \cdot 0,43048 = 0,72359.$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef} = m_{ef, y} = 0,72359.$

Т.к.  $m_{ef, y} < 20 :$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

58

$y$ 

$$\varphi_{ey} = 0,64458 \text{ .}$$

### 7) Определение коэффициента $s$ для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

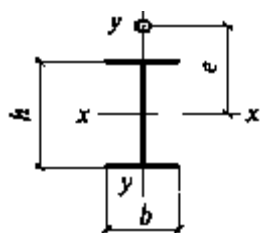
Момент сопротивления для сжатого пояса:  $W_c = W_{x2} = 2908500 \text{ мм}^3$ .

Относительный эксцентриситет:

$$m_X = (M_X/N) (A/W_C) = (94143490,36991/3383294) \cdot (21990/2908500) = 0,21038.$$

Т.к.  $m_X \leq 5$  :

Тип сечения по табл. 21 - 1.



Т.к.  $m_X \leq 1$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,7$  .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

$$\overline{\lambda_y} = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,27996 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,58052.$$

Т.к.  $\lambda_y \leq 3,14$  :

Коэффициент:  $\beta = 1$  .

Коэффициент:

$$c = \beta / (1 + \alpha m_X) = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,21038) = 0,87164 \text{ (формула (112); п. 9.2.5).}$$

Коэффициент  $c$  не должен превышать  $c_{\max}$ , определяемого в зависимости от коэффициентов:

Коэффициент:

$$\rho = (J_X + J_Y) / (A \cdot h^2) = (523530000 + 174590000) / (21990 \cdot 360^2) = 0,24496.$$

Коэффициент:

$$\mu = 2+0,156 \text{ Jt/(A h}^2) \lambda_{\text{y}}^2 = 2+0,156 \cdot 2027000/(21990 \cdot 360^2) \cdot 39,27996^2 = 2,17119.$$

Коэффициент:  $\delta = 4 \rho/\mu = 4 \cdot 0,24496/2,17119 = 0,45129$ .

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<p>коэффициентов:</p> <p>Коэффициент:</p> $\rho = (J_x + J_y) / (A \cdot h^2) = (523530000 + 174590000) / (21990 \cdot 360^2) = 0,24496 .$ <p>Коэффициент:</p> $\mu = 2 + 0,156 \cdot J_t / (A \cdot h^2) \cdot \lambda_y^2 = 2 + 0,156 \cdot 2027000 / (21990 \cdot 360^2) \cdot 39,27996^2 = 2,17119 .$ <p>Коэффициент: <math>\delta = 4 \cdot \rho / \mu = 4 \cdot 0,24496 / 2,17119 = 0,45129 .</math></p>	<p>Лист</p> <p>59</p>

Коэффициент:

$$\begin{aligned} c_{\max} &= 2 / (1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + (16 / \mu) (M_X / (N h))^2}) = \\ &= 2 / (1 + 0,45129 + \sqrt{(1 - 0,45129)^2 + (16 / 2,17119) \cdot (94143490,36991 / (3383294 \cdot 360))^2}) = 0,98099 \\ &(\text{формула (220); п. 9.2.5}). \end{aligned}$$

8) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Коэффициент продольного изгиба:  $\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6 \text{ с } (1/3) + 0,4 \text{ с } (1/4)) =$   
 $= 0,64458 \cdot (0,6 \cdot 0,87164 (1/3) + 0,4 \cdot 0,87164 (1/4)) = 0,61856$  (формула (117); п. 9.2.9).

$N / (\varphi_{exy} A m_{kr} R_y \gamma_c) = 3383294 / (0,61856 \cdot 21990 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 1) = 0,73157 \leq 1$  (73,15664% **от предельного значения**) - условие выполнено (формула (116); п. 9.2.9).

Т.к.  $m_{ef, y} = 0,72359 \geq m_x = 0,21038$  :

дополнительной проверки по формулам (109) и (111) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Т.к.  $\lambda_x = 22,68348 \leq \lambda_y = 39,27996$  :

дополнительной проверки по формуле (109) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Принимаем гибкость для проверки предельной гибкости:

Гибкость:  $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = \max(22,68348; 39,27996) = 39,27996$  .

9) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 СП 16.13330.2011: Тип элемента - 4. Основные колонны.

Т.к.  $\alpha < 0,5$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,5$  .

$\lambda = 39,27996 \leq 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$  (26,18664% **от предельного значения**) -  
условие выполнено .

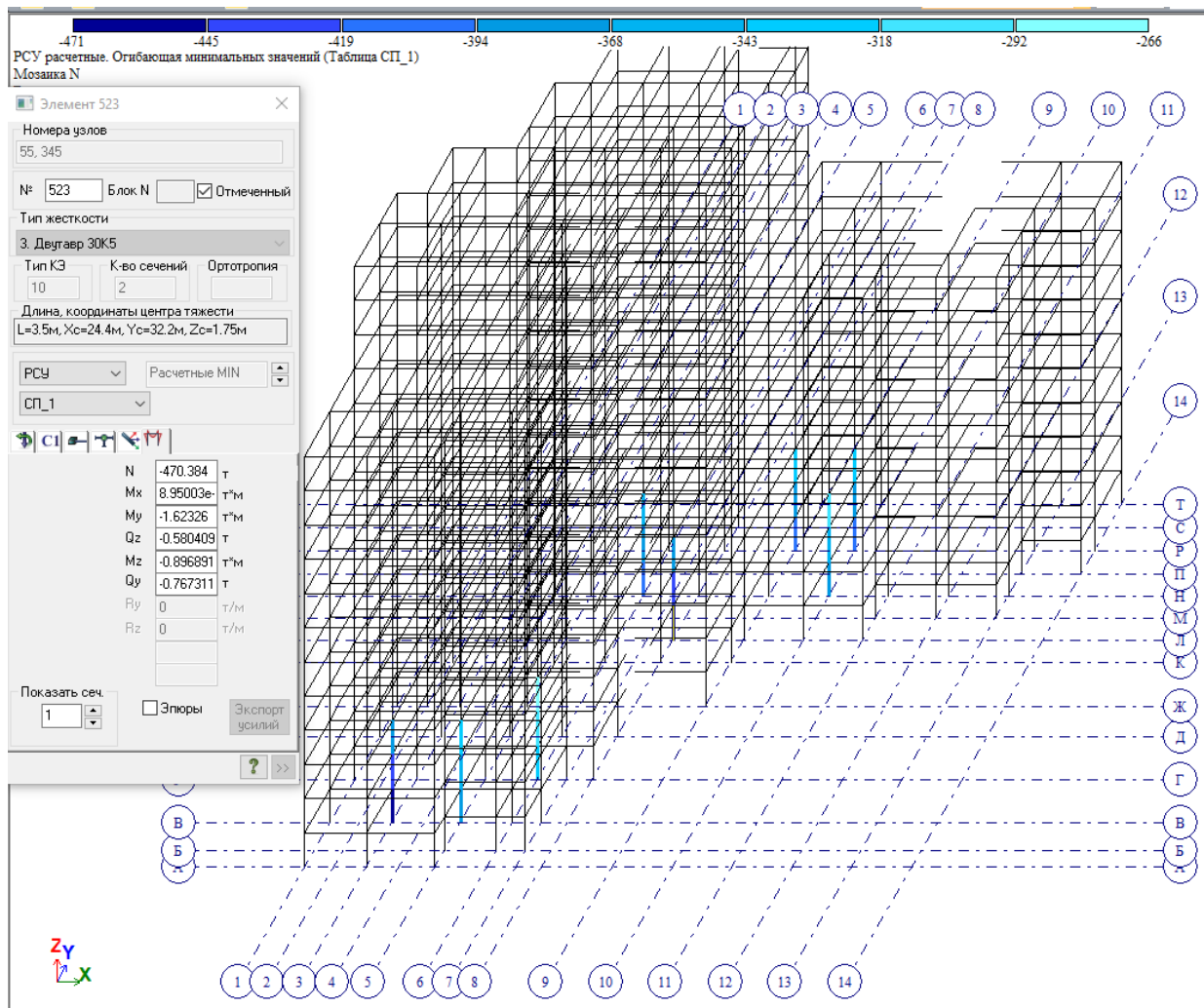
**Вывод: прочность и устойчивость колонны K1 и K1-1 обеспечена**

5.1.4 Расчет колонны марки K2

Расчет предполагает рассмотрения 2-х вариантов возникновения максимальных усилий в колонне:

1 вариант:  $N_{\max} = 4700 \text{ кН}$   $M_{x, \text{соотв}} = 16 \text{ кНм}$  .  $M_{y, \text{соотв.}} = 8,9 \text{ кНм}$

Взам. инв. №		<u>5.1.4 Расчет колонны марки K2</u>						
Подп. и дата		Расчет предполагает рассмотрения 2-х вариантов возникновения максимальных усилий в колонне:  1 вариант: $N_{\max}=4700$ кН $M_{x, \text{соотв}}=16$ кНм . $M_{y, \text{соотв.}}=8,9$ кНм						
Инв. № подл.							PRO_K_И_001135	Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			60



2 вариант:  $M_{x \cdot \max} = 114 \text{ кНм}$   $M_{y, \text{соотв}} = 0.5 \text{ кНм}$  .  $N_{\text{соотв.}} = 2667 \text{ кН}$

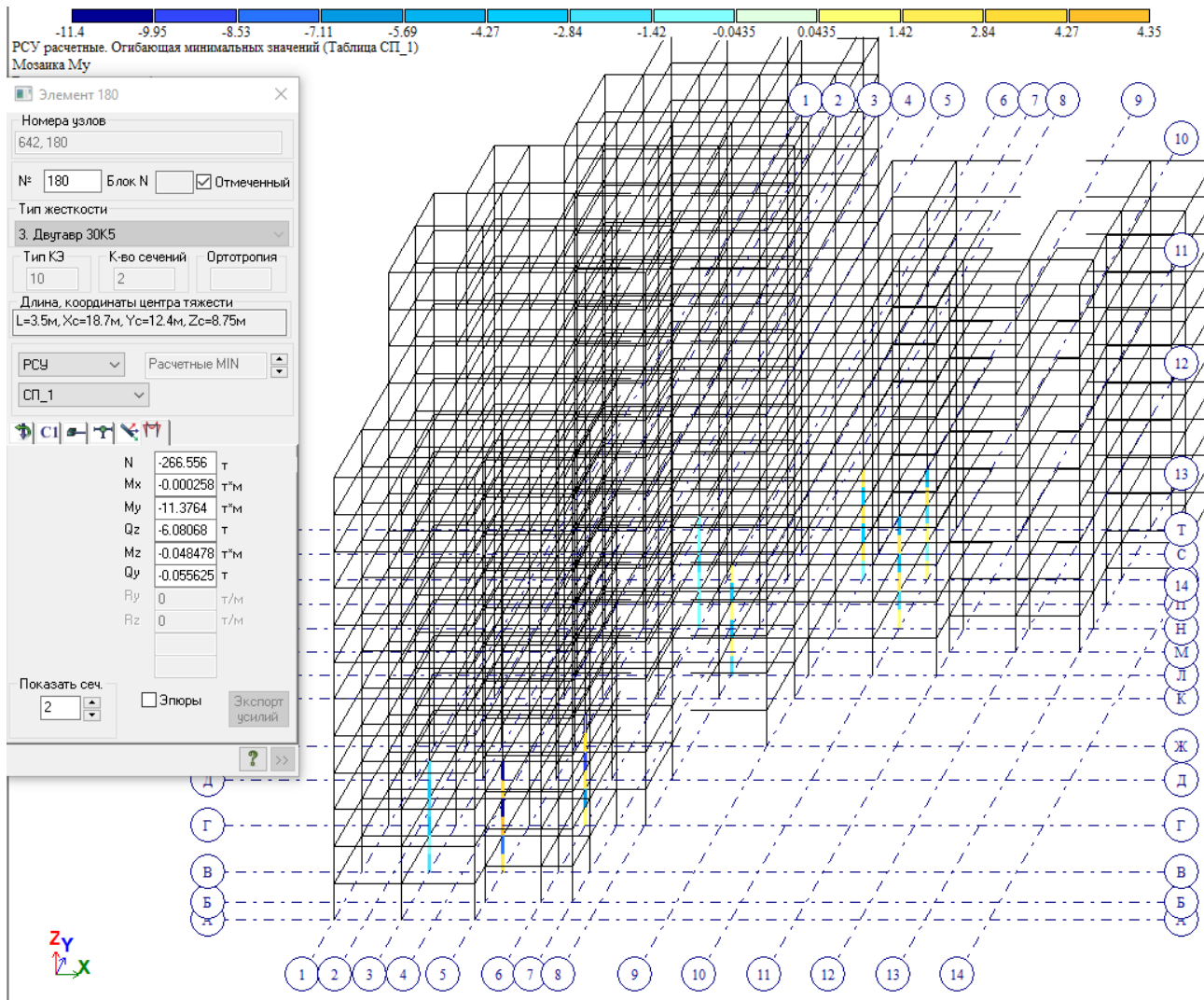
Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

61



Расчет проводим в программном комплексе «NormCAD»

### 1 вариант

#### Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 9.1.1; 9.2.9 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции;

#### Исходные данные:

##### Геометрические размеры элемента:

- Расчетная длина элемента  $l_{fx} = 3500$  мм;
- Расчетная длина элемента  $l_{fy} = 3500$  мм;

##### Нагрузка:

- Нормальная сила  $N = 4700$  кН;
- Изгибающий момент  $M_x = 16$  кНм;

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

62

- Изгибающий момент  $M_y = 9 \text{ кНм}$ ;
- Поперечная сила на одну стенку сечения  $Q_y = 10 \text{ кН}$

Физические характеристики:

- Модуль сдвига  $G = 78500 \text{ МПа}$ ;
- Модуль упругости  $E = 210000 \text{ МПа}$ ;

Прочность:

(Вид металла - Фасонный прокат; Сталь и толщина металла - С355 ; От 2 до 20 мм):

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести  $R_y = 340 \text{ МПа}$ ;

- Расчетное сопротивление стали сдвигу  $R_s = 197 \text{ МПа}$ ;

Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;
- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1



Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Сейсмичность площадки строительства - не более 6 баллов.

Коэффициент условия работы по п. 2.14 СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах":  $m_{kp} = 1$  .

Т.к.  $m_{kp} \leq 1$  :

Проверка условий выполнения расчета по формуле ( 105 ):

Т.к.  $R_y \leq 440 \text{ МПа}$  :

Непосредственное воздействие на элемент динамических нагрузок - отсутствует.

Ослабления стенки отверстиями - отсутствуют.

Площадь нетто:  $A_n = A = 16040 \text{ мм}^2$  .

Касательные напряжения:

$$\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 9806,65001 \cdot 1173000 / (370900000 \cdot 11) = 2,81948 \text{ МПа} .$$

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

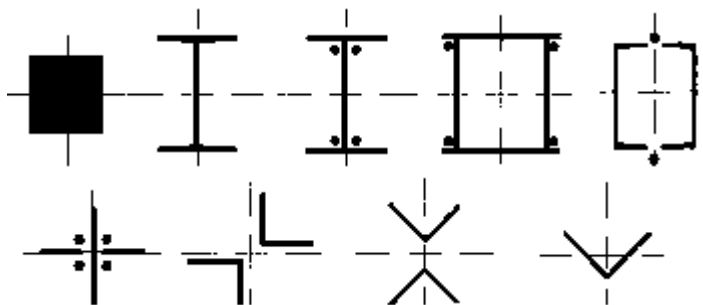
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

63





$J_x = 370900000 \text{ мм}^4 \geq J_y = 125100000 \text{ мм}^4$  (296,48281% от предельного значения) - условие выполнено .

Радиус инерции:  $i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{370900000/16040} = 152,06394 \text{ мм}$  .

Гибкость стержня относительно оси x:  $\lambda_x = l_{\text{eff}x}/i_x = 3500/152,0639 = 23,01664$  .

Радиус инерции:  $i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{125100000/16040} = 88,31337 \text{ мм}$  .

Гибкость стержня относительно оси y:  $\lambda_y = l_{\text{eff}y}/i_y = 3500/88,31337 = 39,6316$  .

Условная гибкость при изгибе относительно оси y-y:  $\lambda_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,6316 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,59467$  .

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\lambda_y$

$$\varphi_y = 0,88164$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси x-x:

$$W_{cx} = W_{x2} = 2132000 \text{ мм}^3$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси y-y:

$$W_{cy} = W_{y2} = 715000 \text{ мм}^3$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (15690581,72832/4609126) \cdot (16040/2132000) = 0,02561$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (8825952,22218/4609126) \cdot (16040/715000) = 0,04296$$

Относительный эксцентриситет:

$$m = m_y = 0,04296$$

Условная гибкость:

$$\lambda = \lambda_y = 1,59467$$

5) Коэффициент влияния формы сечения

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

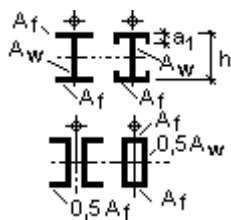
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

65

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полوك - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,70571$ .

6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef, y} = \eta m_y = 1,70571 \cdot 0,04296 = 0,07328.$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m_{ef, y} = 0,07328.$$

Т.к.  $m_{ef, y} \leq 20$  :

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.3 в зависимости от  $\lambda_y$  и  $m_{ef, y}$

$$\varphi_{ey} = 0,86326.$$

7) Определение коэффициента  $\chi$  для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

Момент сопротивления для сжатого пояса:

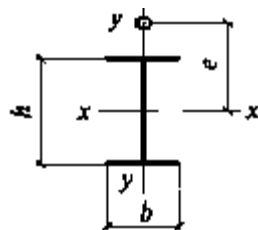
$$W_c = W_{x2} = 2132000 \text{ мм}^3.$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (15690581,72832/4609126) \cdot (16040/2132000) = 0,02561.$$

Т.к.  $m_x \leq 5$  :

Тип сечения по табл. 21 - 1.



Т.к.  $m_x \leq 1$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,7$ .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

66





Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;
- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1



Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Касательные напряжения:

$$\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 58839,90004 \cdot 1173000 / (370900000 \cdot 11) = 16,91689 \text{ МПа} .$$

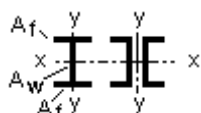
2) Продолжение расчета по п. 9.1.1

Т.к.  $\tau / R_s = 16,91689 / 197 = 0,08587 \leq 0,5$  и  $N / (A_n R_y) = 2615434 / (16040 \cdot 340) = 0,47958 > 0,1$  :

Следовательно расчет должен быть выполнен по формуле ( 105 )

3) Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения по табл. Е.1 - 1.



Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_x = 1,0466$  .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_y = 1,47$  .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $n = 1,5$  .

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1} ; W_{xn2}) = \min(2132000; 2132000) = 2132000 \text{ мм}^3 .$$

Изгиб - в двух главных плоскостях.

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{ynmin} = \min(W_{yn1} ; W_{yn2}) = \min(715000; 715000) = 715000 \text{ мм}^3 .$$

Тип сечения - открытые.

Центр приложения нагрузки - проходит через центр изгиба сечения.

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

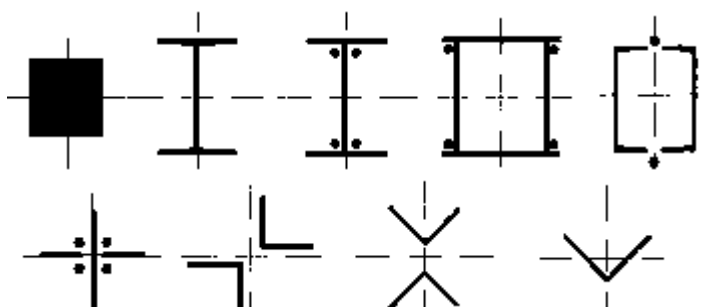
Лист

69

$$(N/(A_n R_y \gamma_c))^n + M_x/(c_x W_{xnmin} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{ynmin} R_y \gamma_c) = (2615434/(16040 \cdot 340 \cdot 1)) \\ 1,5 + 111795394,81426/(1,0466 \cdot 2132000 \cdot 340 \cdot 1) + 4903306,7901/(1,47 \cdot 715000 \cdot 340 \cdot 1) = 0,4932 \\ \leq 1 \text{ (49,31969\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено (формула (105); п. 9.1.1 )}.$$

4) Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней при сжатии и изгибе в двух направлениях ( $J_x > J_y$ )

Тип кривых устойчивости - b.



$J_x = 370900000 \text{ мм}^4 \geq J_y = 125100000 \text{ мм}^4$  (296,48281% от предельного значения) - условие выполнено .

Радиус инерции:

$$i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{370900000/16040} = 152,06394 \text{ мм} .$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{efx}/i_x = 3500/152,0639 = 23,01664 .$$

Радиус инерции:

$$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{125100000/16040} = 88,31337 \text{ мм} .$$

Гибкость стержня относительно оси y:  $\lambda_y = l_{efy}/i_y = 3500/88,31337 = 39,6316$  .

Условная гибкость при изгибе относительно оси y-y:  $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 39,6316 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,59467$  .

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\bar{\lambda}_y$

$$\varphi_y = 0,88164 .$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси x-x:

$$W_{cx} = W_{x2} = 2132000 \text{ мм}^3 .$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

70

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси у-у:

$$W_{cy} = W_{y2} = 715000 \text{ мм}^3 .$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (111795394,81426/2615434) \cdot (16040/2132000) = 0,32159 .$$

Относительный эксцентриситет:

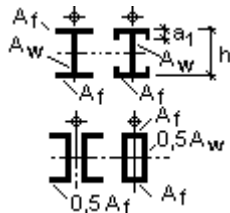
$$m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (4903306,7901/2615434) \cdot (16040/715000) = 0,04206 .$$

Относительный эксцентриситет:  $m = m_y = 0,04206 .$

Условная гибкость:  $\lambda = \lambda_y = 1,59467 .$

##### 5) Коэффициент влияния формы сечения

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полук - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,70578 .$

##### 6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef, y} = \eta m_y = 1,70578 \cdot 0,04206 = 0,07175 .$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m_{ef, y} = 0,07175 .$$

Т.к.  $m_{ef, y} \leq 20 :$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.3 в зависимости от  $\lambda_y$  и  $m_{ef, y}$

$$\varphi_{ey} = 0,86326 .$$

##### 7) Определение коэффициента с для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

Момент сопротивления для сжатого пояса:

$$W_c = W_{x2} = 2132000 \text{ мм}^3 .$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

71

72





Коэффициент  $\rho$  не должен превышать  $\rho_{\max}$ , определяемого в зависимости от коэффициентов:

$$\text{Коэффициент: } \rho = (J_x + J_y) / (A h^2) = (370900000 + 125100000) / (16040 \cdot 348^2) = 0,25534.$$

$$\text{Коэффициент: } \mu = 2 + 0,156 J_t / (A h^2) \lambda_y^2 = 2 + 0,156 \cdot 1389000 / (16040 \cdot 348^2) \cdot 39,6316^2 = 2,17521.$$

$$\text{Коэффициент: } \delta = 4 \rho / \mu = 4 \cdot 0,25534 / 2,17521 = 0,46955.$$

$$\begin{aligned} \text{Коэффициент: } \rho_{\max} &= 2 / (1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + (16 / \mu) (M_x / (N h))^2}) = \\ &= 2 / (1 + 0,46955 + \sqrt{(1 - 0,46955)^2 + (16 / 2,17521) \cdot (111795394,81426 / (2615434 \cdot 348))^2}) = 0,95423 \end{aligned}$$

(формула (220); п. 9.2.5).

#### 19) Продолжение расчета по 9.2.4

$$N / (\sigma_{\text{ф}} A_{\text{мкр}} R_y \gamma_c) = 2615434 / (0,81625 \cdot 0,88164 \cdot 16040 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 1) = 0,66642 \leq 1$$

(66,64169% от предельного значения) - условие выполнено (формула (111); 9.2.4).

$$\text{Коэффициент: } \alpha = N / (\sigma_{\text{ф}} A_{\text{мкр}} R_y \gamma_c) = 2615434 / (0,88164 \cdot 16040 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 1) = 0,54396$$

Принимаем гибкость для проверки предельной гибкости:

$$\text{Гибкость: } \lambda = \lambda_y = 39,6316.$$

#### 20) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

$$\text{По таблице 32 СП 16.13330.2011: } \lambda = 39,6316 \leq 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,54396 = 147,3624$$

(26,89397% от предельного значения) - условие выполнено.

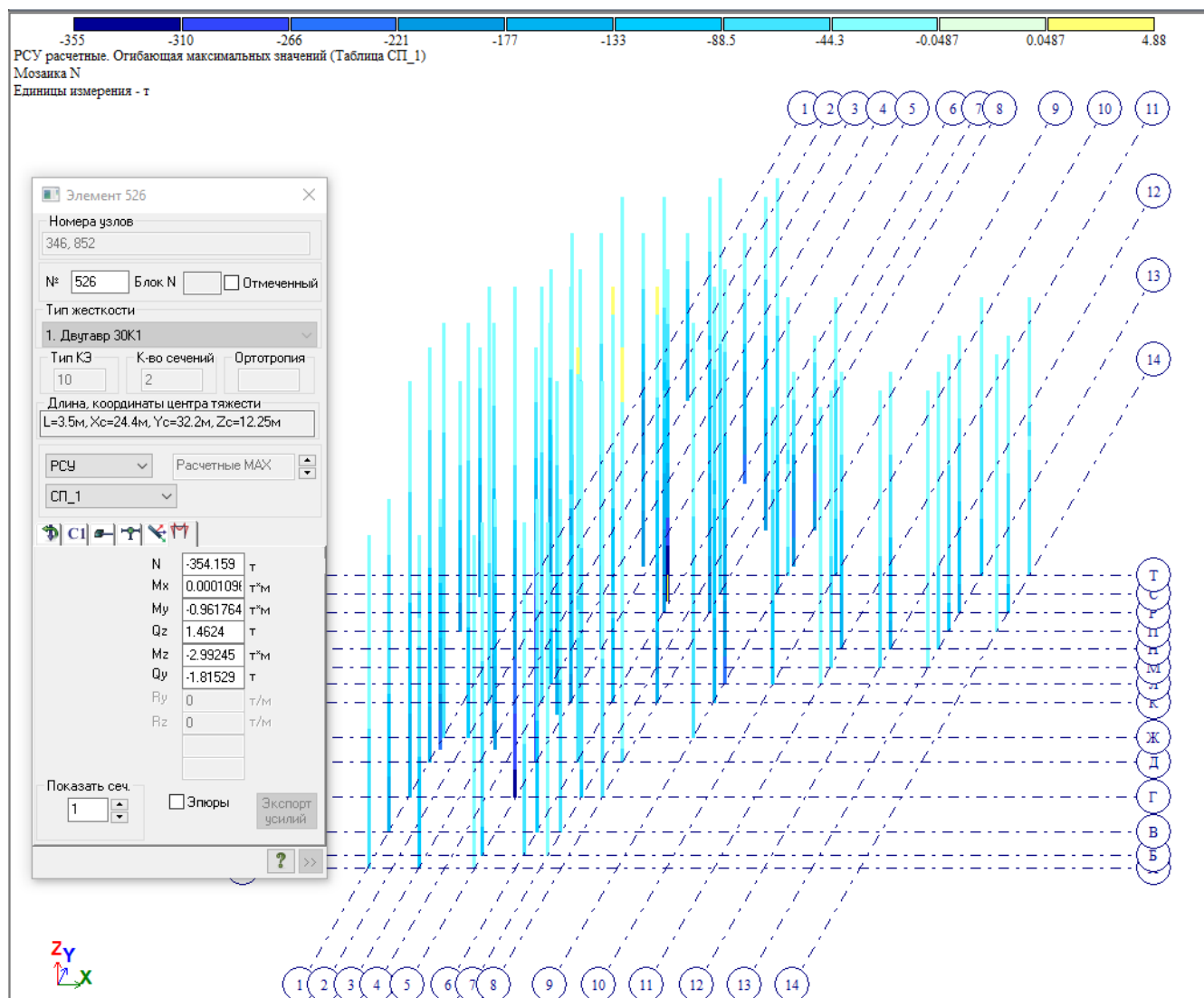
**Вывод: прочность и устойчивость колонны К2 обеспечена**

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135			75

### 5.1.5 Расчет колонны марки КЗ

Расчет предполагает рассмотрения 2-х вариантов возникновения максимальных усилий в колонне:

1 вариант:  $N_{\max}=3550 \text{ кН}$   $M_{x, \text{соотв.}}=29 \text{ кНм}$  .  $M_{y, \text{соотв.}}=9,6 \text{ кНм}$



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

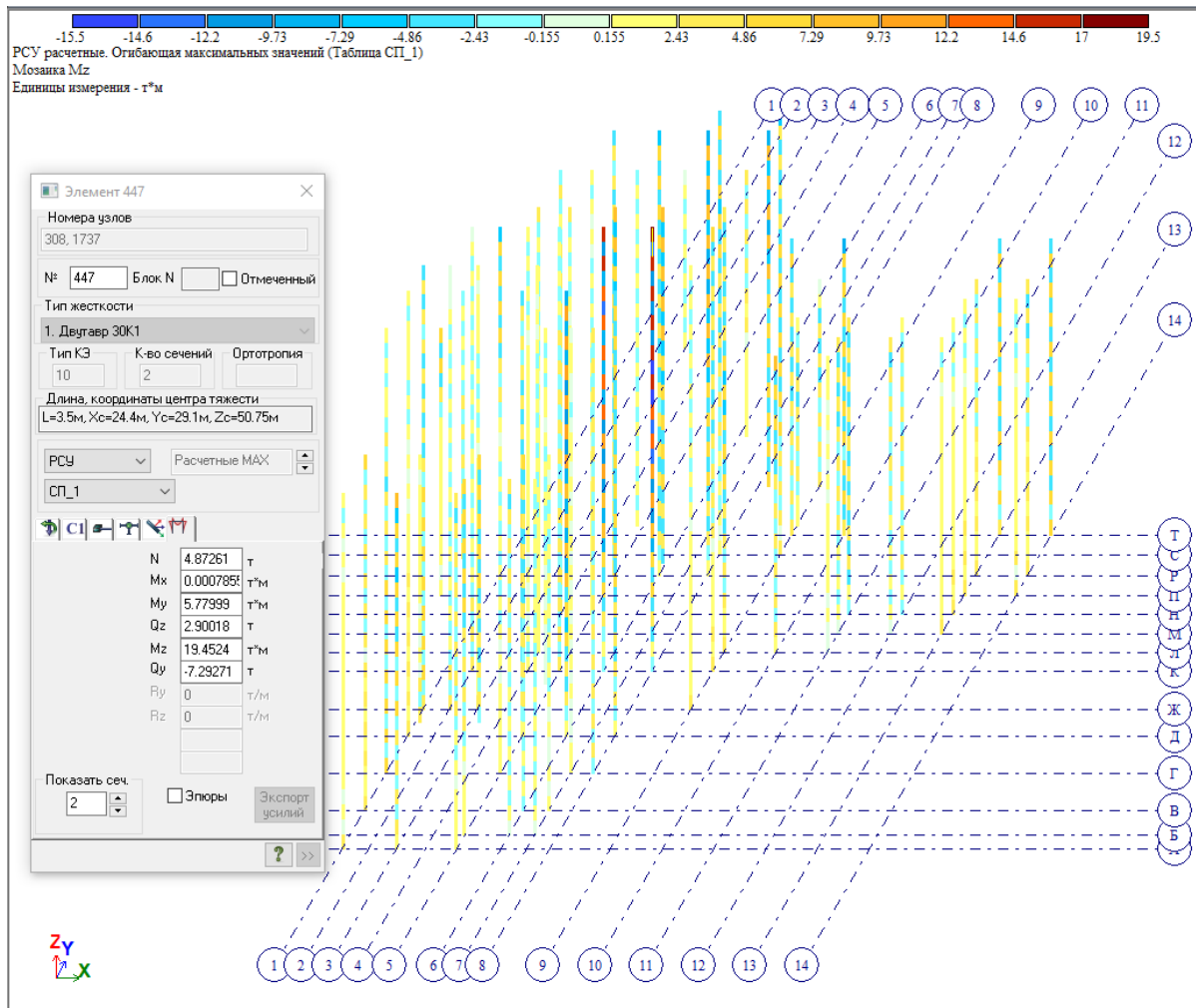
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

76

2 вариант:  $M_{y.max}=195$  кНм  $M_{x, \text{сортб}}=58$  кНм .  $N_{\text{сортб.}}=487$ кН



Расчет проводим в программном комплексе «NormCAD»

## 1 вариант

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 9.1.1;9.2.9 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции;

Исходные данные:

Геометрические размеры элемента:

- Расчетная длина элемента  $l_{efx} = 3500$  мм;

Взам. инв. №	<p><u>Информация о расчете:</u></p> <p>Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 9.1.1;9.2.9 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции;</p> <p><u>Исходные данные:</u></p> <p><u>Геометрические размеры элемента:</u></p> <p>- Расчетная длина элемента <math>l_{efx} = 3500</math> мм;</p>																
						Подп. и дата											
Инв. № подл.	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>Изм.</td><td>Коп.уч.</td><td>Лист</td><td>№ док.</td><td>Подп.</td><td>Дата</td></tr></table>												Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата												
PRO_K_И_001135						Лист											
						77											

- Расчетная длина элемента  $l_{efy} = 3500$  мм;

Нагрузка:

- Нормальная сила  $N = 3550$  кН;

- Изгибающий момент  $M_x = 29$  кНм;

- Изгибающий момент  $M_y = 9,6$  кНм

- Поперечная сила на одну стенку сечения  $Q_y = 20$  кН;

Физические характеристики:

- Модуль сдвига  $G = 78500$  МПа;

- Модуль упругости  $E = 210000$  МПа;

Прочность:

(Вид металла - Фасонный прокат; Сталь и толщина металла - С355 ; От 2 до 20 мм):

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести  $R_y = 340$  МПа;

- Расчетное сопротивление стали сдвигу  $R_s = 197$  МПа;

Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;

- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1



Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Площадь нетто:  $A_n = A = 12270$  мм<sup>2</sup> .

Касательные напряжения:  $\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 19613,30001 \cdot 771000 / (209300000 \cdot 10) = 7,22497$  МПа .

2) Продолжение расчета по п. 9.1.1

Т.к.  $\tau/R_s = 7,22497/197 = 0,03667 \leq 0,5$  и  $N/(A_n R_y) = 3285228/(12270 \cdot 340) = 0,78748 > 0,1$  :

Следовательно расчет должен быть выполнен по формуле ( 105 )

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

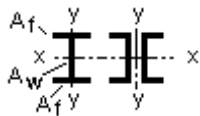
PRO\_K\_И\_001135

Лист

78

### 3) Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения по табл. Е.1 - 1.



Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_x = 1,0481$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_y = 1,47$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $n = 1,5$ .

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1} ; W_{xn2}) = \min(1395000; 1395000) = 1395000 \text{ мм}^3.$$

Изгиб - в двух главных плоскостях.

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{ynmin} = \min(W_{yn1} ; W_{yn2}) = \min(465000; 465000) = 465000 \text{ мм}^3.$$

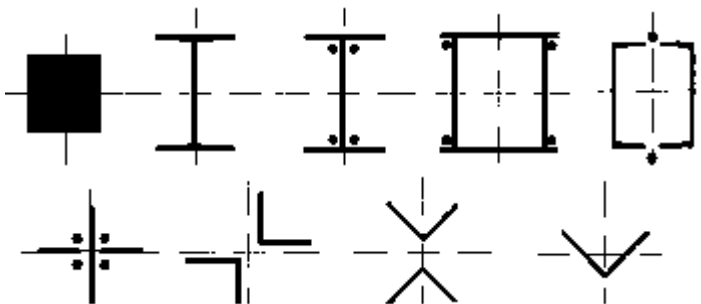
Тип сечения - открытые.

Центр приложения нагрузки - проходит через центр изгиба сечения.

$$\begin{aligned} & (N/(A_n R_y \gamma_c))^n + M_x/(c_x W_{xnmin} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{ynmin} R_y \gamma_c) = (3285228/(12270 \cdot 340 \cdot 1)) \\ & 1,5 + 28439179,38258/(1,0481 \cdot 1395000 \cdot 340 \cdot 1) + 8825952,22218/(1,47 \cdot 465000 \cdot 340 \cdot 1) = 0,794 \\ & \leq 1 \text{ (79,40012\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено (формула (105); п. 9.1.1).} \end{aligned}$$

### 4) Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней при сжатии и изгибе в двух направлениях ( $J_x > J_y$ )

Тип кривых устойчивости - b.



$$J_x = 209300000 \text{ мм}^4 > J_y = 69800000 \text{ мм}^4 \text{ (299,85673\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено.}$$

$$\text{Радиус инерции: } i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{209300000/12270} = 130,60576 \text{ мм.}$$

$$\text{Гибкость стержня относительно оси x: } \lambda_x = l_{efx}/i_x = 3500/130,6058 = 26,7982.$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

79

Радиус инерции:  $i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{69800000/12270} = 75,42328 \text{ мм}.$

Гибкость стержня относительно оси y:  $\lambda_y = l_{efy}/i_y = 3500/75,42328 = 46,40477.$

Условная гибкость при изгибе относительно оси y-y:  $\lambda_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 46,40477 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,86721.$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\lambda_y$   
 $\varphi_y = 0,84525.$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси x-x:

$$W_{cx} = W_{x2} = 1395000 \text{ мм}^3.$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси y-y:  
 $W_{cy} = W_{y2} = 465000 \text{ мм}^3.$

Относительный эксцентриситет:  $m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (28439179,38258/3285228) \cdot (12270/1395000) = 0,07614.$

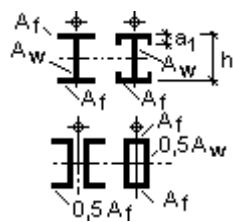
Относительный эксцентриситет:  
 $m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (8825952,22218/3285228) \cdot (12270/465000) = 0,07089.$

Относительный эксцентриситет:  $m = m_y = 0,07089.$

Условная гибкость:  $\lambda = \lambda_y = 1,86721.$

##### 5) Коэффициент влияния формы сечения

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полук - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,67149.$

##### 6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef, y} = \eta m_y = 1,67149 \cdot 0,07089 = 0,11849.$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef} = m_{ef, y} = 0,11849.$

Т.к.  $m_{ef, y} < 20 :$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

80

у

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.3 в зависимости от  $\overline{\lambda}_y$  и  $m_{ef}$ ,

$$\varphi_{ey} = 0,82071 .$$

### 7) Определение коэффициента $\varphi$ для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

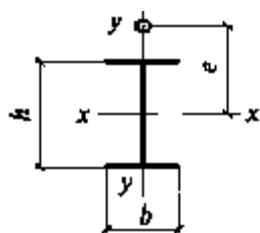
Момент сопротивления для сжатого пояса:  $W_c = W_{x2} = 1395000 \text{ мм}^3$ .

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (28439179,38258/3285228) \cdot (12270/1395000) = 0,07614 .$$

Т.к.  $m_x \leq 5$  :

Тип сечения по табл. 21 - 1.



Т.к.  $m_x \leq 1$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,7$ .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

$$\overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 46,40477 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,86721 .$$

Т.к.  $\overline{\lambda}_y \leq 3,14$  :

Коэффициент:  $\beta = 1$ .

Коэффициент:

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,07614) = 0,9494 \text{ (формула (112); п. 9.2.5 )} .$$

Коэффициент  $c$  не должен превышать  $c_{max}$ , определяемого в зависимости от коэффициентов:

Коэффициент:

$$\rho = (J_x + J_y) / (A h^2) = (209300000 + 69800000) / (12270 \cdot 300^2) = 0,25274 .$$

Коэффициент:

$$\mu = 2 + 0,156 J_t / (A h^2) \lambda_y^2 = 2 + 0,156 \cdot 834000 / (12270 \cdot 300^2) \cdot 46,40477^2 = 2,2537 .$$

$$\text{Коэффициент: } \delta = 4 \rho / \mu = 4 \cdot 0,25274 / 2,2537 = 0,44858 .$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

81

Коэффициент:

$$c_{\max} = 2 / (1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + (16 / \mu) (M_x / (N h))^2}) =$$
$$= 2 / (1 + 0,44858 + \sqrt{(1 - 0,44858)^2 + (16 / 2,2537) \cdot (28439179,38258 / (3285228 \cdot 300))^2}) = 0,99734$$

(формула (220); п. 9.2.5 ).

8) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Коэффициент продольного изгиба:  $\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6 c (1/3) + 0,4 c (1/4)) =$

$$= 0,82071 \cdot (0,6 \cdot 0,9494 (1/3) + 0,4 \cdot 0,9494 (1/4)) = 0,80803 \text{ (формула (117); п. 9.2.9 ).}$$

$$N / (\varphi_{exy} A m_{kr} R_y \gamma_c) = 3285228 / (0,80803 \cdot 12270 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 1) = 0,97457 \leq 1 \text{ (97,45734\% от предельного значения) - условие выполнено (формула (116); п. 9.2.9 ).}$$

Т.к.  $m_{ef, y} = 0,11849 \geq m_x = 0,07614$  :

дополнительной проверки по формулам (109) и (111) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Т.к.  $\lambda_x = 26,7982 \leq \lambda_y = 46,40477$  :

дополнительной проверки по формуле (109) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Принимаем гибкость для проверки предельной гибкости:

Гибкость:  $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = \max(26,7982; 46,40477) = 46,40477$  .

9) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 СП 16.13330.2011:

Тип элемента - 4. Основные колонны.

Т.к.  $\alpha < 0,5$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,5$  .

$$\lambda = 46,40477 \leq 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150 \text{ (30,93651\% от предельного значения) -}$$

условие выполнено .

**2 вариант**

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 9.1.1; 9.2.9 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции;

Исходные данные:

Геометрические размеры элемента:

- Расчетная длина элемента  $l_{efx} = 3500$  мм;

- Расчетная длина элемента  $l_{efy} = 3500$  мм;

Нагрузка:

Взам. инв. №		<div>PRO_K_И_001135</div>					Лист
Подп. и дата							82
Инв. № подл.							
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

- Нормальная сила  $N = 487 \text{ кН}$
- Изгибающий момент  $M_x = 195 \text{ кНм}$ ;
- Изгибающий момент  $M_y = 58 \text{ кНм}$ ;
- Поперечная сила на одну стенку сечения  $Q_y = 70 \text{ кН}$ ;

Физические характеристики:

- Модуль сдвига  $G = 78500 \text{ МПа}$ ;
- Модуль упругости  $E = 210000 \text{ МПа}$ ;

Прочность:

(Вид металла - Фасонный прокат; Сталь и толщина металла - С355 ; От 2 до 20 мм):

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести  $R_y = 340 \text{ МПа}$ ;

- Расчетное сопротивление стали сдвигу  $R_s = 197 \text{ МПа}$ ;

Коэффициенты надежности и условия работы:

- Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$  ;
- Коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$  ;

Основные характеристики сечений: см. Таблицу 5.1.1



Результаты расчета:

1) Расчет на прочность внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов

Элемент - сжатый.

Площадь нетто:  $A_n = A = 10800 \text{ мм}^2$  .

Касательные напряжения:

$$\tau = Q_y S_x / (J_x t_w) = 68646,55005 \cdot 672000 / (181100000 \cdot 9) = 28,30265 \text{ МПа} .$$

2) Продолжение расчета по п. 9.1.1

Т.к.  $\tau / R_s = 28,30265 / 197 = 0,14367 < 0,5$  и  $N / (A_n R_y) = 477583,8 / (10800 \cdot 340) = 0,13006 > 0,1$  :

Следовательно расчет должен быть выполнен по формуле ( 105 )

3) Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения по табл. Е.1 - 1.

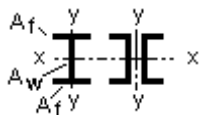
Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

83



Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_x = 1,0499$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $c_y = 1,47$ .

Коэффициент принимается по табл. Е.1  $n = 1,5$ .

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1} ; W_{xn2}) = \min(1223000; 1223000) = 1223000 \text{ мм}^3.$$

Изгиб - в двух главных плоскостях.

Минимальное значение момента сопротивления нетто:

$$W_{ynmin} = \min(W_{yn1} ; W_{yn2}) = \min(405000; 405000) = 405000 \text{ мм}^3.$$

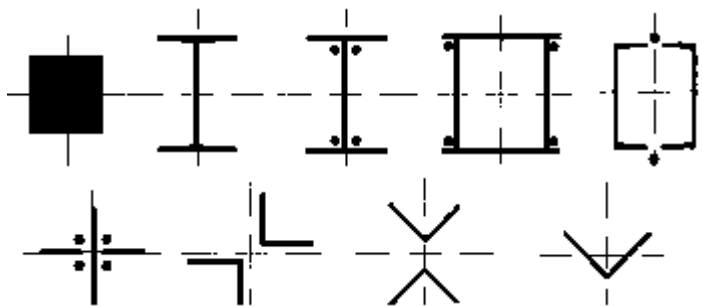
Тип сечения - открытые.

Центр приложения нагрузки - проходит через центр изгиба сечения.

$$(N/(A_n R_y \gamma_c))^n + M_x/(c_x W_{xnmin} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{ynmin} R_y \gamma_c) = (477583,8/(10800 \cdot 340 \cdot 1))^1 + 191228964,81387/(1,0499 \cdot 1223000 \cdot 340 \cdot 1) + 56878358,76515/(1,47 \cdot 405000 \cdot 340 \cdot 1) = 0,76592 \leq 1 \text{ (76,59248\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено (формула (105); п. 9.1.1)}.$$

#### 4) Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней при сжатии и изгибе в двух направлениях ( $J_x > J_y$ )

Тип кривых устойчивости - b.



$$J_x = 181100000 \text{ мм}^4 \geq J_y = 60790000 \text{ мм}^4 \text{ (297,91084\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено}.$$

$$\text{Радиус инерции: } i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{181100000/10800} = 129,49331 \text{ мм}.$$

$$\text{Гибкость стержня относительно оси x: } \lambda_x = l_{efx}/i_x = 3500/129,4933 = 27,02843.$$

$$\text{Радиус инерции: } i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{60790000/10800} = 75,02469 \text{ мм}.$$

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

84

Гибкость стержня относительно оси у:  $\lambda_y = l_{efy}/i_y = 3500/75,02469 = 46,65131$  .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

$$\overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 46,65131 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,87713$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.1 в зависимости от  $\overline{\lambda}_y$

$$\varphi_y = 0,84382$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси х-х:

$$W_{cx} = W_{x2} = 1223000 \text{ мм}^3$$

Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна относительно оси у-у:

$$W_{cy} = W_{y2} = 405000 \text{ мм}^3$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_{cx}) = (191228964,81387/477583,8) \cdot (10800/1223000) = 3,53591$$

Относительный эксцентриситет:

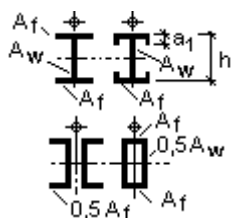
$$m_y = (M_y/N) (A/W_{cy}) = (56878358,76515/477583,8) \cdot (10800/405000) = 3,1759$$

Относительный эксцентриситет:  $m = m_y = 3,1759$  .

Условная гибкость:  $\overline{\lambda} = \overline{\lambda}_y = 1,87713$  .

##### 5) Коэффициент влияния формы сечения

Тип сечения по табл. Д.2 - 5.



Вынос полук - отсутствует.

Коэффициент влияния формы сечения принимается по табл. Д.2  $\eta = 1,47639$  .

##### 6) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef, y} = \eta m_y = 1,47639 \cdot 3,1759 = 4,68887$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{ef} = m_{ef, y} = 4,68887$  .

Т.к.  $m_{ef, y} < 20$  :

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. Д.3 в зависимости от  $\overline{\lambda}_y$  и  $m_{ef}$ ,  
у  $\varphi_{ey} = 0,23824$  .

##### 7) Определение коэффициента с для расчета на устойчивость из плоскости изгиба

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

85

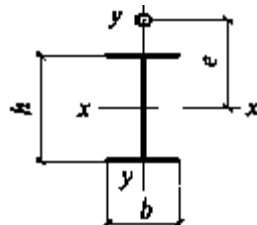
Момент сопротивления для сжатого пояса:  $W_c = W_{x2} = 1223000 \text{ мм}^3$ .

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (191228964,81387/477583,8) \cdot (10800/1223000) = 3,53591.$$

Т.к.  $m_x \leq 5$  :

Тип сечения по табл. 21 - 1.



Т.к.  $m_x > 1$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,53591 = 0,8268$ .

Условная гибкость при изгибе относительно оси у-у:

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 46,65131 \cdot \sqrt{340/210000} = 1,87713.$$

Т.к.  $\lambda_y \leq 3,14$  :

Коэффициент:  $\beta = 1$ .

Коэффициент:  $c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,8268 \cdot 3,53591) = 0,25488$  (формула (112); п. 9.2.5)

Коэффициент  $c$  не должен превышать  $c_{max}$ , определяемого в зависимости от коэффициентов:

Коэффициент:  $\rho = (J_x + J_y) / (A h^2) = (181100000 + 60790000) / (10800 \cdot 296^2) = 0,25563$ .

Коэффициент:  $\mu = 2 + 0,156 J_t / (A h^2) \lambda_y^2 = 2 + 0,156 \cdot 557000 / (10800 \cdot 296^2) \cdot 46,65131^2 = 2,19985$ .

Коэффициент:  $\delta = 4 \rho / \mu = 4 \cdot 0,25563 / 2,19985 = 0,46481$ .

$$\begin{aligned} \text{Коэффициент: } c_{max} &= 2 / (1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + (16/\mu) (M_x / (N h))^2}) = \\ &= 2 / (1 + 0,46481 + \sqrt{(1 - 0,46481)^2 + (16/2,19985) \cdot (191228964,81387 / (477583,8 \cdot 296))^2}) = 0,3882 \\ &\quad \text{(формула (220); п. 9.2.5).} \end{aligned}$$

#### 8) Продолжение расчета по п. 9.2.9

Коэффициент продольного изгиба:

$$\begin{aligned} \varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6 c (1/3) + 0,4 c (1/4)) &= 0,23824 \cdot (0,6 \cdot 0,25488 (1/3) + 0,4 \cdot 0,25488 (1/4)) = 0,15834 \\ &\quad \text{(формула (117); п. 9.2.9).} \end{aligned}$$

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

86

$N/(\varphi_{exy} A_{mkp} R_y \gamma_c) = 477583,8 / (0,15834 \cdot 10800 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 1) = 0,8214 \leq 1$  (82,1403% от предельного значения) - условие выполнено (формула (116); п. 9.2.9 ).

Т.к.  $m_{ef, y} = 4,68887 \geq m_x = 3,53591$  :

дополнительной проверки по формулам (109) и (111) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Т.к.  $\lambda_x = 27,02843 \leq \lambda_y = 46,65131$  :

дополнительной проверки по формуле (109) при  $e_y = 0$  - не требуется.

Принимаем гибкость для проверки предельной гибкости:

Гибкость:  $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = \max(27,02843; 46,65131) = 46,65131$  .

#### 9) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 СП 16.13330.2011: Тип элемента - 4. Основные колонны.

Т.к.  $\alpha < 0,5$  :

Коэффициент:  $\alpha = 0,5$  .

$\lambda = 46,65131 \leq 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$  (31,10087% от предельного значения) - условие выполнено .

**Вывод: прочность и устойчивость колонны К3 обеспечена**

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №						
						PRO_K_И_001135	Лист	
							87	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			

## 5.2. Конструктивный расчет балки

### 5.2.1. По первой группе предельных состояний

$$q = 6000 \text{ кг/м}$$

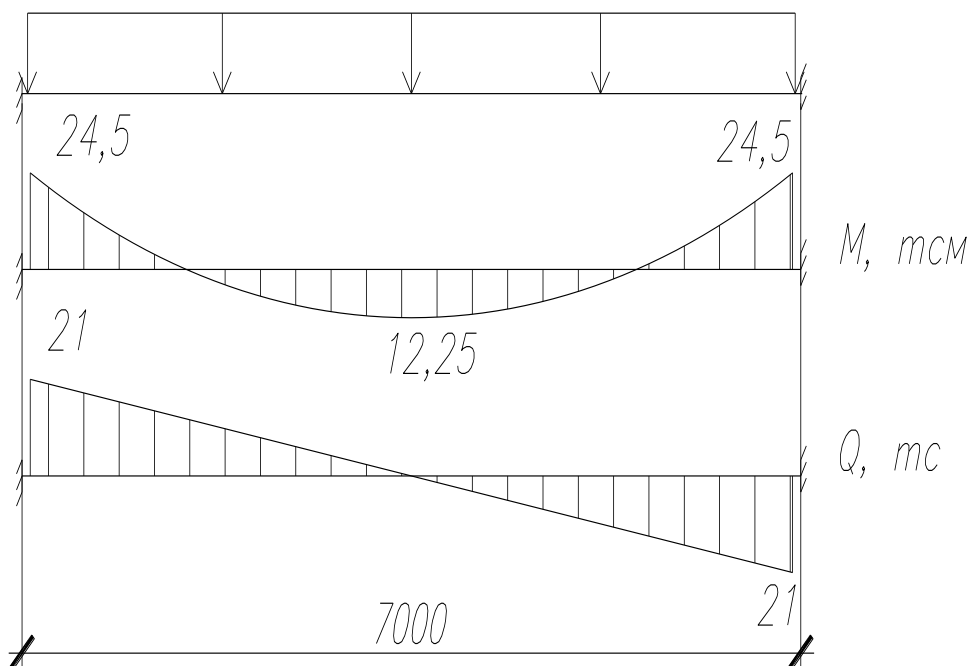


Рис. 5.2.1. Расчетная схема балки перекрытия и эпюры внутренних усилий

$$M_{np} = \frac{ql^2}{24} = 12,25 \text{ тм}$$

$$M_{on} = \frac{ql^2}{12} = 24,5 \text{ тм}$$

$$Q_{on} = \frac{ql}{2} = 21 \text{ т}$$

Для I35BC C390:

$$\sigma_{np} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{2450000}{670} = 3657 \text{ кг/см}^2 < R_y \gamma_c = 3800 \text{ кг/см}^2$$

Для I35B1 C390:

$$\sigma_{np} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{2450000}{641} = 3822 \text{ кг/см}^2 > R_y \gamma_c = 3800 \text{ кг/см}^2$$

Для I35B2 C390:

$$\sigma_{np} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{2450000}{775} = 3162 \text{ кг/см}^2 < R_y \gamma_c = 3800 \text{ кг/см}^2$$

Сравнение характеристик стали C355 и C390:

Для I35B2 C355:

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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

88



### 5.2.3. Расчет сечения балки, ослабленного отверстием

В волнистых стенках разрезных балок, нагруженных равномерно-распределенной нагрузкой, допускается в пределах средней трети пролета, а также в сечениях, где  $\tau \leq 0,5R_s$ , устраивать круглые отверстия диаметром не более половины высоты стенки (для подобранной балки перекрытия  $h/2=162.5$  мм. Центры таких отверстий следует располагать посередине высоты стенки, а сами отверстия должны быть окаймлены листовой или угловой сталью и подкреплены парными вертикальными ребрами жесткости (см. Рис. 5.2.2).

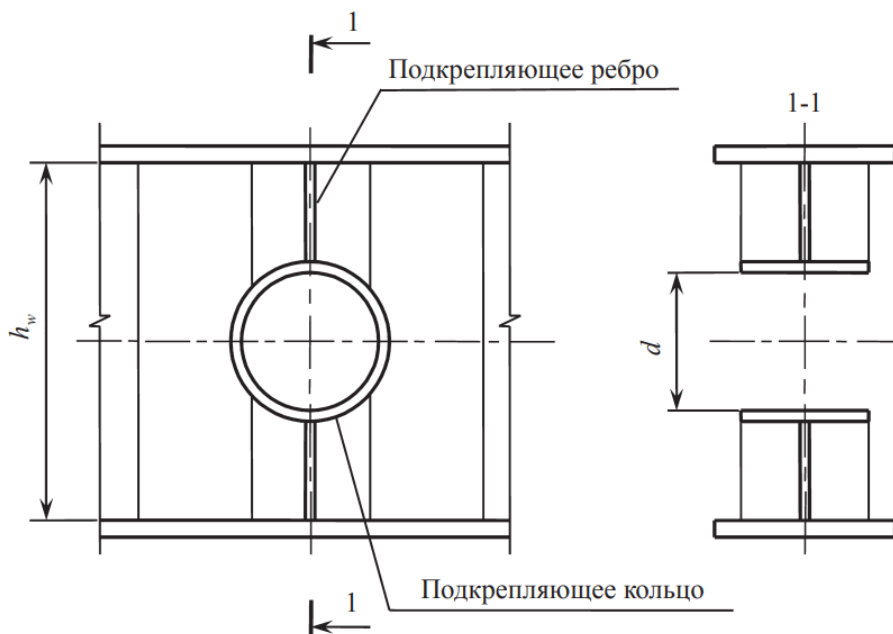


Рис. 5.2.2. Схема подкрепления отверстия с волнистой стенкой.

Сечение подкрепляющих ребер жесткости следует назначать в соответствии с условиями:

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 40 = 50 \text{ мм}$$

$$t_r = 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 4 \text{ мм}$$

Критические касательные напряжения потери общей устойчивости волнистой стенки  $\tau_{0,cr}$  при ослаблении круговым отверстием рекомендуется определять по формуле:

$$\tau_{0,cr} = \frac{1.12 C_{0,cr} R_s}{\lambda_w^2} = 3855 \cdot 0,3 = 1157 \text{ кг/см}^2 < R_s \gamma_c = 2204 \text{ кг/см}^2$$

Приведенная гибкость волнистой стенки

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 4.61$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

90

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							PRO_K_И_001135	Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		91

### 5.3. Расчет узла «Колонна-балка»

В расчет принимается узел крепления балки перекрытия к колонне, жесткий в двух направлениях. Расчет проведен на основе СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции», серии 2.440-2.1-55KM и СТО АРСС 11251254.001-018-3.

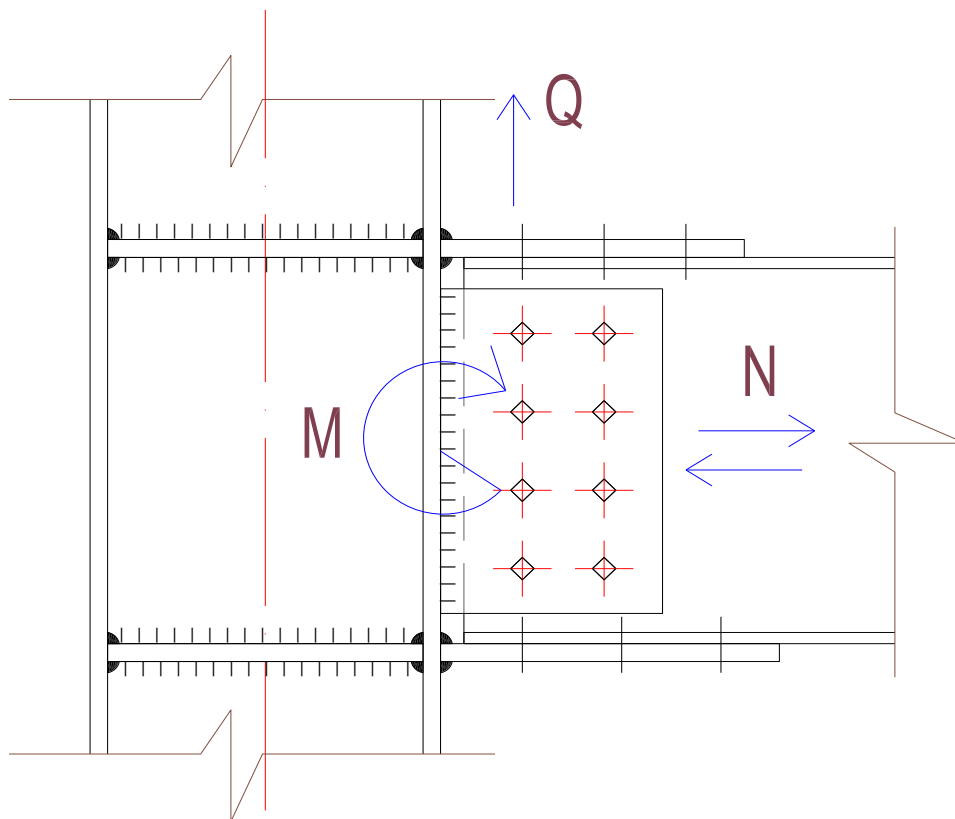


Рис. 5.3.1. Жесткий узел крепления балки перекрытия к колонне.  
Исходные данные к расчету узла:

Таблица 5.3.1. Исходные данные к характеристикам металла

Сталь балки, кг/см <sup>2</sup>	R <sub>y</sub> =	3800
Сталь колонны, кг/см <sup>2</sup>	R <sub>y</sub> =	3500
	R <sub>u</sub> =	4600
Сталь накладок, кг/см <sup>2</sup>	R <sub>y</sub> =	3500
Коэф. условий работы	γ <sub>c</sub> =	1

Таблица 5.3.2. Исходные данные к сечениям конструкций

Сечение колонны:		30K1	
Толщина полки	tw кол	1,4	см
Ширина полки	bw кол	29,9	см
Толщина стенки	tf кол	0,9	см
Высота стенки	hf кол	29,52	см
Площадь сечения	A кол	110,08	см <sup>2</sup>
Момент сопротивления	W <sub>x</sub> кол	1265,1	см <sup>3</sup>
Момент сопротивления	W <sub>y</sub> кол	417,5	см <sup>3</sup>
Статический момент	S <sub>x</sub> кол	694,7	см <sup>3</sup>
Сечение колонны:		35K4	

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

91

Толщина полки	tw кол	1,6	см
Ширина полки	bw кол	35,4	см
Толщина стенки	tf кол	1,6	см
Высота стенки	hf кол	31,2	см
Площадь сечения	A кол	166,63	см <sup>2</sup>
Момент сопротивления	W <sub>x</sub> кол	2054,2	см <sup>3</sup>
Момент сопротивления	W <sub>y</sub> кол	669,3	см <sup>3</sup>
Статический момент	S <sub>x</sub> кол	1149,6	см <sup>3</sup>
<b>Сечение балки:</b>		<b>35BC</b>	
Высота балки	h б	34,5	см
Ширина полки	b б	20	см
Толщина полки	t б	1	см
Толщина стенки	tf б	0,3	см
<b>Усилия в узле:</b>	<b>M</b>	24,5	т.м
	<b>N</b>	5	т
	<b>Q</b>	21	т
<b>Усилия в колонне</b>	Q <sub>кол</sub>	10	т
	N <sub>кол</sub>	350	т
	M <sub>хкол</sub>	20	т.м
	Q <sub>хкол</sub>	10	т
	M <sub>укол</sub>	15,5	т.м
<b>Усилия в колонне</b>	Q <sub>кол</sub>	10	т
	N <sub>кол</sub>	700	т
	M <sub>хкол</sub>	20	т.м
	Q <sub>хкол</sub>	10	т
	M <sub>укол</sub>	15,5	т.м

Расчетные позиции:

### 5.3.1. Накладки, сварной шов крепления накладок к колонне

Для проверки конструктивно примем толщину 1 накладки  $t_n=18$  мм, ширину накладки  $b_n = b_b - 20 = 180$  мм

Тогда усилие в двух накладках:

$$N = M/h_b + N/2 = 73,5 \text{ т}$$

$k_f = 1.4$  см – катет шва

Таблица 5.3.3. Исходные данные к расчету сварного шва

R <sub>wun</sub> кгс/см <sup>2</sup>	$\gamma_{wm}$	b <sub>f</sub>	b <sub>z</sub>	$\gamma_c$	R <sub>un</sub> кгс/см <sup>2</sup>	$\gamma_{wz}$	$\gamma_{wf}$
4900	1,025	0,8	1	0,8	5400	0,85	0,85

$$R_{wf} = 2629 \text{ кг/см}^2$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

92

$$R_{wz}=2430 \text{ кг/см}^2$$

Расчет ведем по металлу шва.

$$l_{ш}=N/2 \cdot K_{ш} \cdot R_w \cdot \beta_f \cdot \gamma_c = 160 \text{ мм} - \text{длина сварного шва}$$

$$b_n = l_{ш} + 20 = 180 \text{ мм} - \text{ширина накладки, соответствует конструктивно принятому размеру}$$

Проверка прочности накладок по ослабленному сечению:

$$\sigma_{np} = \frac{M_{max}/\square_6}{A} = \frac{24500/0,35}{24,12} = 2903 \text{ кг/см}^2 < 3500 \text{ кг/см}^2 - \text{прочность обеспечена}$$

$$A = (18 - 2 \cdot 3 \cdot 2) \cdot 1,8 = 24,12$$

Расчет длины накладки ведем исходя из количества болтов М24 класса прочности 10.9, воспринимающих усилие среза:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b = 4150 \cdot 4.52 \cdot 0,9 = 16,9 \text{ тс} - \text{несущая способность 1 болта на срез.}$$

Требуемое число болтов – 4,35, принимаем двух рядное соединение, по 3 болта в каждом соединении. Тогда длина накладки вычисляется конструктивно:

$$l_n = 20 + 50 \cdot 2 + 70 \cdot 2 = 260 \text{ мм}$$

Принимаем накладку С355 -180x260x18 (см. разрез 1-1, Рис.?).

### **5.3.2. Расчет стенки колонны на срез**

Расчет стенки колонны на срез проведен из условия прочности по касательным напряжениям.

$$\tau = ((N_{лев} - N_{прав}) + Q_{кол}) / A_{стенки \text{ кол}}$$

$$(N_{лев} - N_{прав}) + Q_{кол} = 73,5 \text{ т} - \text{усилие среза на две накладки}$$

$$\tau = 1769 \text{ кг/см}^2 < 1929 \text{ кг/см}^2 - \text{прочность обеспечена для колонны I30K1}$$

$$\tau = 942 \text{ кг/см}^2 < 1929 \text{ кг/см}^2 - \text{прочность обеспечена для колонны I35K4}$$

### **5.3.3. Проверка полки колонны на расслой**

$$h_{рассл} = t_n + t_{w \text{ кол}} = 46 \text{ мм} - \text{для колонны I30K1}$$

$$h_{рассл} = t_n + t_{w \text{ кол}} = 48 \text{ мм} - \text{для колонны I35K4}$$

$$\sigma = N / (h_{рассл} \cdot b_n) = 940 \text{ кг/см}^2 < (0.5 \cdot R_u \cdot \gamma_c = 2185 \text{ кг/см}^2) - \text{прочность обеспечена для колонны}$$

I30K1

$$\sigma = N / (h_{рассл} \cdot b_n) = 901 \text{ кг/см}^2 < (0.5 \cdot R_u \cdot \gamma_c = 2185 \text{ кг/см}^2) - \text{прочность обеспечена для колонны}$$

I35K4

### **5.3.4. Болты, работающие на растяжение и срез от усилий в балке перекрытия**

Взам. инв. №	ИЗ0K1	$\sigma=N/(h_{рассл} \cdot b_n)=901 \text{ кг/см}^2 < (0.5 \cdot R_u \cdot \gamma_c=2185 \text{ кг/см}^2) - \text{прочность обеспечена для колонны}$					
Подп. и дата	ИЗ5K4	<b><u>5.3.4. Болты, работающие на растяжение и срез от усилий в балке перекрытия</u></b>					
Инв. № подл.						PRO_K_И_001135	Лист
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.		Дата

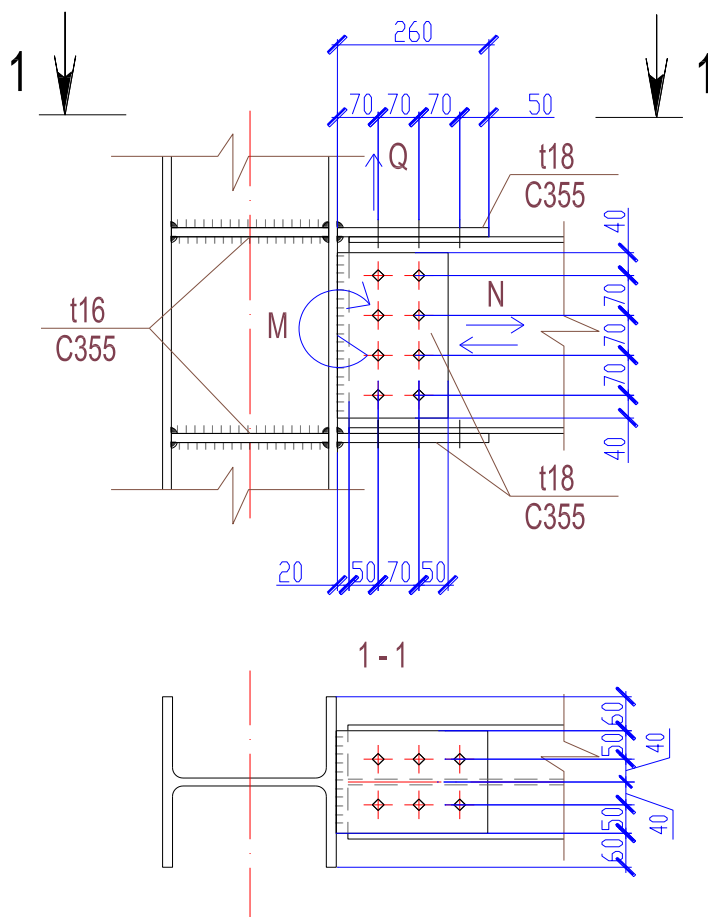


Рис. 5.3.2. Жесткий узел крепления балки перекрытия к колонне к расчету

Принимаем в расчет болты М24 класс прочности 10.9. Болты работают на растяжение от усилия  $M=24.5$  тс·м, и на срез от усилия  $Q=21$  тс.

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c = 5600 \cdot 3.53 \cdot 0.9 = 17.8 \text{ тс} - \text{несущая способность 1 болта на растяжение}$$

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b = 4150 \cdot 4.52 \cdot 0.9 = 16.9 \text{ тс} - \text{несущая способность 1 болта на срез}$$

Исходя из изгибающего усилия принимаем двух рядное расположение болтов, по 4 болта в каждом ряду. Тогда изгибающее усилия, воспринимаемое 8 болтами (расстановку см. Рис.):

$$M = 17.8 \cdot (0.068 + 0.138 + 0.208 + 0.278) \cdot 2 = 24.64 \text{ тс·м} - \text{прочность на растяжение обеспечена}$$

Срезающее усилие, воспринимаемое 8 болтами:

$$Q = 16.9 \cdot 8 = 135.4 \text{ тс} - \text{прочность на срез обеспечена.}$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

94

## 5.4. Расчет узла «База колонны»

Расчетные позиции:

### 5.4.1. Геометрические параметры плиты

Геометрические параметры плиты рассчитываем из условия сочетания усилия:

$$N=653 \text{ тс}$$

$$M_{y \text{ соотв}}=2,7 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

$$M_{z \text{ соотв}}=0,3 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

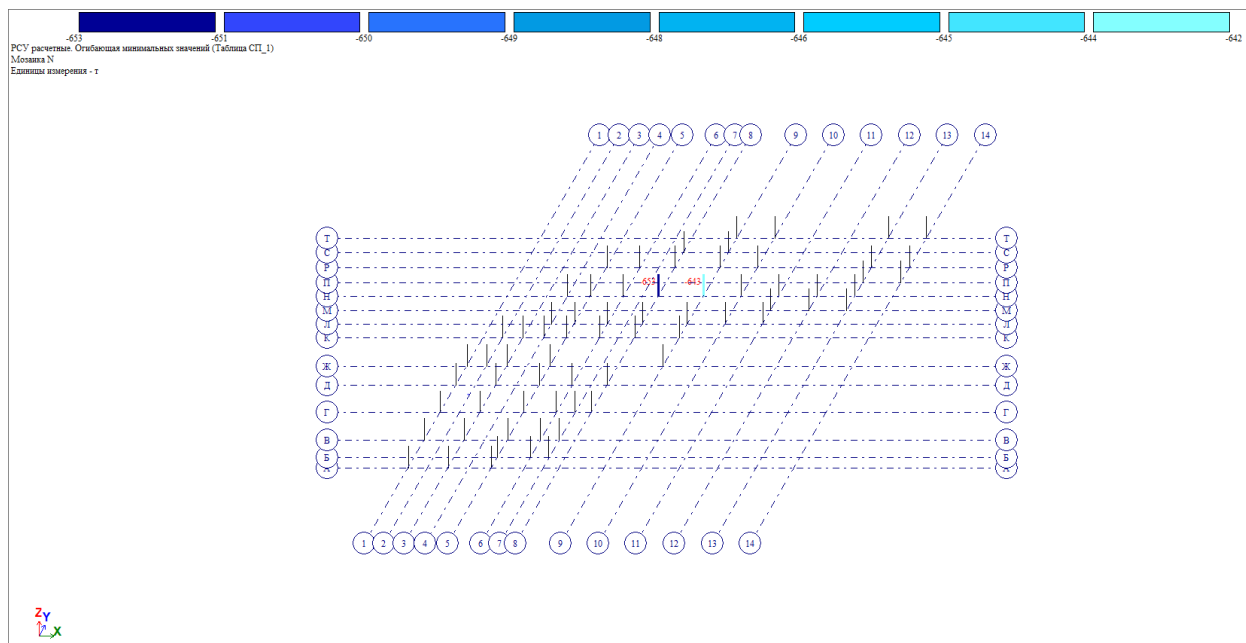


Рис. 5.4.1. Сочетание усилий для расчета геометрических параметров опорной плиты

Конструктивно принимаем ширину плиты  $B_{пл}=630 \text{ мм}$

Коэффициент условия работы плиты:  $\gamma_c = 0,95$ ;

Расчетное сопротивление стали:  $R_y = 3500 \text{ кг/см}^2$ ;

Расчетное сопротивление бетона В30 сжатию:  $R_b = 173 \text{ кг/см}^2$ ;

Размеры опорной плиты:  $B = 630 \text{ мм}$ ;

$$L = \frac{NB + 6M_y}{2R_b B^2} + \sqrt{\left(\frac{NB + 6M_y}{2R_b B^2}\right)^2 + \frac{6M_x}{R_b B}}$$

Принимаем длину плиты  $L = 630 \text{ мм}$ .

Максимальное/минимальное напряжение в плите:

$$(N/A) \pm (M_x/W_x) + (M_y/W_y) \leq R_b$$

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

95

$$\sigma_{\max} = 0,173 \leq R_b = 0,173 \text{ т/см}^2 ;$$

Минимальное напряжение в плите:

$$\sigma_{\min} 0,157 \text{ кг/см}^2 \leq R_b = 0,173 \text{ кг/см}^2 ;$$

Максимальный момент в плите при расчете участка, опертого на 3 канта:

$$M_{\max} = 10,816 \text{ тс}\cdot\text{см};$$

$$\text{Требуемая толщина плиты: } t_{\text{пл}} = \sqrt{(6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n / R_y \cdot \gamma_c)} = 1,4 \text{ мм, принята } t_{\text{пл}} = 18 \text{ мм}$$

#### 5.4.2. Анкерные болты

Геометрические параметры плиты рассчитываем из условия сочетания усилия:

$$M_{y \max} = 10,4 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

$$N_{\text{соед}} = 258,3 \text{ тс}$$

$$M_{z \text{ соед}} = 0,19 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

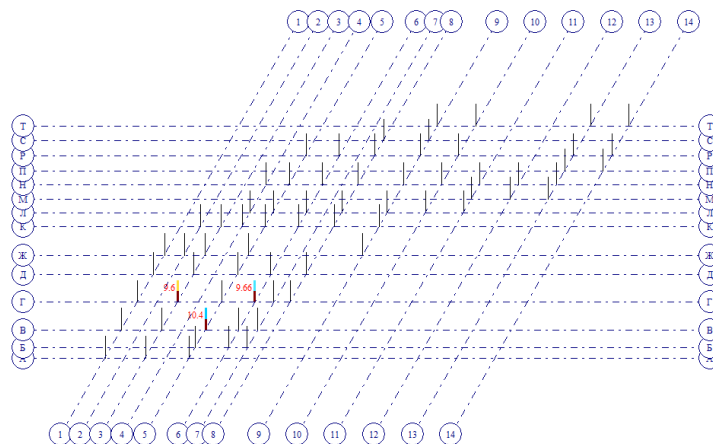
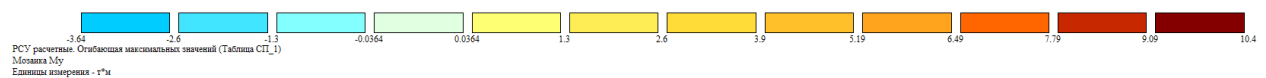


Рис. 5.4.2. Сочетание усилий для расчета анкерных болтов

Коэффициент условия работы болта:  $\gamma_c = 0,9$ ;

Кол-во болтов с одной стороны базы:  $n = 2$ ;

При полученных сочетаниях усилий в базах колонн усилие отрыва в болтах не возникает, усилие на 1 болт получено  $Z_b = -43,72$ .

Принимаем конструктивно анкерные болты M16, ширина анкерной плитки  $d_{\text{ан, тр}} = 4d_b$ , принимаем  $d_{\text{ан}} = 70 \text{ мм}$ .

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

96

### 5.4.3. Расчет траверсы

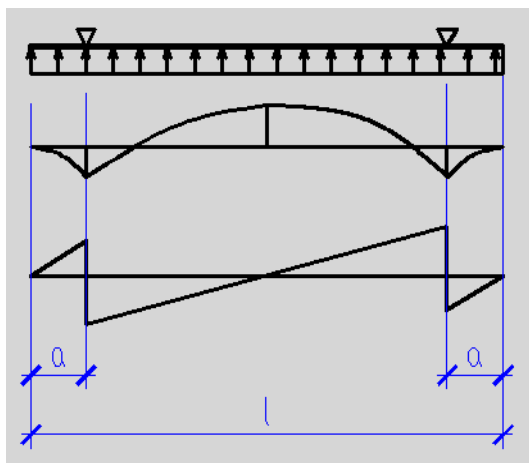


Рис 5.4.3. Эскиз расчетной схемы к расчету траверсы

Напряжение под плитой  $q=0,173 \text{ кг/см}^2$

$q=0,173 \cdot 1,43=2,4596 \text{ т/см}$

$l_{\text{тр}}=63 \text{ см}$

$a=14,3 \text{ см}$

$$M = \frac{q_t a^2}{2}$$

$$M = -\frac{ql^2}{8} + \frac{ql}{2} \left( \frac{l}{2} - a \right)$$

$$Q = q_p (l/2)$$

Сведем расчет в таблицу:

Таблица 5.4.1. Промежуточные значения для расчета траверсы

Погонная нагрузка на траверсу $q_t$ (т/см)	2,4596
Поперечная сила в траверсе $Q$ (т) (ячейка М114)	77,48
Катет шва $K_f$ (см)	1,2
Расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf}$ (т/см <sup>2</sup> )	1,85
Коэффициент Бэтта $f$	0,9
Коэффициент гамма $w_f$	1,25
Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления $R_{wz}$ (т/см <sup>2</sup> )	1,89
Коэффициент Бэтта $z$	1
Коэффициент гамма $w_z$	1
Коэффициент условий работ гамма $c$	1
Расчетное сопротивление стали $R_y$ (т/см <sup>2</sup> )	3,5
Количество швов, прикрепляющих траверсу к колонне $n$	2
Предварительная толщина листа траверсы $t$ (см)	1

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

97

Расчет ведем по границе сплавления.

$$h = \frac{Q}{nk_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c}$$

$h_{тр}=17,08$  – требуемая высота траверсы

Исходя из условия прочности по нормальным и касательным напряжениям принимаем высоту траверсы  $h_{тр}=36$  см

$$W = \frac{th^2}{6}$$

$$\frac{M}{W} \leq R_y \gamma_c$$

$$\frac{Q}{th} \leq R_s \gamma_c$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 R_y \gamma_c$$

$$\sigma = 1,16 \leq 3,5 \text{ т/см}^2 ;$$

$$\tau = 1,99 \leq 2,03 \text{ т/см}^2 ;$$

$$\sigma_{прив} = 3,64 \leq 4,025 \text{ т/см}^2$$

С учетом принятых геометрических параметров траверсы, прочность по нормальным и касательным напряжениям обеспечена.

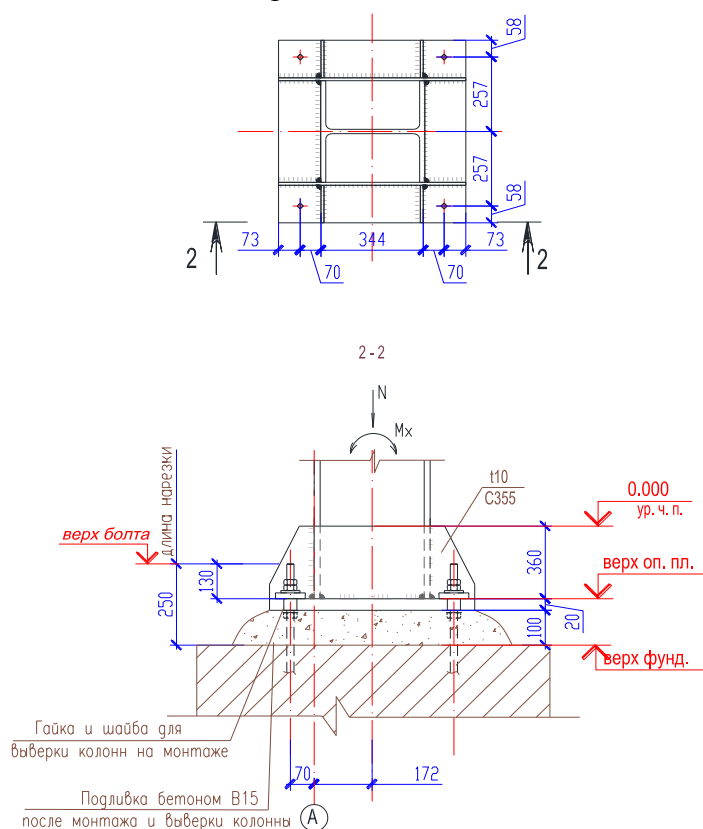


Рис. 5.4.4. Жесткий узел базы колонны

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

Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

98

## 6. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

### *Расчет огнестойкости плитной части перекрытия*

Требуемая площадь арматуры подбирается исходя из оптимального коэффициента армирования:  $\mu=0,5\%$

Коэффициент армирования на 1 м плиты перекрытия:

$$\mu = \frac{A_s}{h_0} \cdot 100\%,$$

Тогда площадь продольной арматуры на 1 м плиты перекрытия:

$$A_s = \frac{h_0 \cdot \mu}{100} = \frac{0,15 \cdot 0,5}{100} = 7,5 \text{ см}^2$$

Принимаем по ГОСТ 5781-82 арматуру периодического профиля с номинальным диаметром 10 мм, площадью поперечного сечения  $0,785 \text{ см}^2$  в количестве 10 шт с шагом 100 мм. Тогда общая площадь поперечного сечения всех стержней на 1 м плиты перекрытия составит:  $A_s=0,785 \cdot 10=7,85 \text{ см}^2=785 \text{ мм}^2$ .

Для межэтажных железобетонных плит перекрытия принимаем предел огнестойкости REI 45.

Проверка огнестойкости изгибаемой плоской плиты по инвентарной опалубке производится на 1 м плиты перекрытия в программном комплексе NormCAD.

### **Огнестойкость изгибаемой плоской плиты**

#### Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 5.1.8 СП 52-101; 5.1.9 СП 52-101; 5.1.10 СП 52-101; 5.1.13 СП 52-101; 5.2.7 СП 52-101; 5.2.10 СП 52-101; 5.10; 8.2; 6.2.7 СП 52-101; 8.3 СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости железобетонных конструкций;

#### Исходные данные:

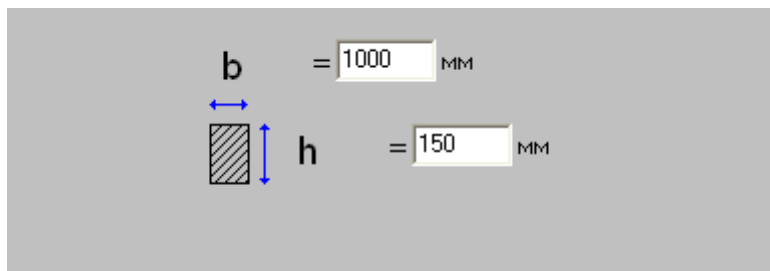
##### Огнестойкость:

-  $T_{fr} = 45$  мин;

##### Номинальный диаметр продольной арматуры:

-  $d_s = 10$  мм;

##### Размеры в сечении, мм:



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

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Лист

99

-  $h = 150$  мм;

Продольная арматура:

(Растянутая продольная арматура - Стержневая арматура, диаметром 10 мм; 10 шт.):

-  $a = 30$  мм;

Усилия от нормативной нагрузки:

-  $M_n = 0,9 \text{ тс м} = 0,9 / 1,0197162123\text{E-}07 = 8825985,00587 \text{ Н мм};$

Растянутая продольная арматура:

-  $A_s = 790 \text{ мм}^2;$

Результаты расчета:

Определение нормативного сопротивления бетона

Класс бетона - В25.

По табл. 5.1 СП 52-101  $R_{bn} = 18,5 \text{ МПа} .$

По табл. 5.1 СП 52-101  $R_{btn} = 1,55 \text{ МПа} .$

Расчетное сопротивление бетона

По табл. 5.2 СП 52-101  $R_b = 14,5 \text{ МПа} .$

Назначение класса бетона - по прочности на сжатие.

По табл. 5.2 СП 52-101  $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} .$

$R_{b, \text{ser}} = R_{bn} = 18,5 \text{ МПа}$  (формула (5.1); п. 5.1.9 СП 52-101 ).

$R_{bt, \text{ser}} = R_{btn} = 1,55 \text{ МПа}$  (формула (5.2); п. 5.1.9 СП 52-101 ).

Учет особенностей работы бетона в конструкции

$\gamma_{b1} = 1 .$

(действие нагрузки непродолжительное по п. 4.9)

Конструкция бетонируется - в горизонтальном положении.

$\gamma_{b3} = 1 .$

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.:

$\gamma_{b4} = 1 .$

$R_b = \gamma_{b1} \gamma_{b3} \gamma_{b4} R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5 \text{ МПа} .$

$R_{bt} = \gamma_{b1} R_{bt} = 1 \cdot 1,05 = 1,05 \text{ МПа} .$

Определение значения начального модуля упругости бетона

По табл. 5.4 СП 52-101  $E_b = 30000 \text{ МПа} .$

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс продольной арматуры - А400.

Взам. инв. №		PRO_K_И_001135					Лист
Подп. и дата							100
Инв. № подл.							
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$R_s = 355 \text{ МПа} .$

$R_{sc} = 355 \text{ МПа} .$

(действие нагрузки непродолжительное по п. 4.9)

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

$R_{s, n} = 400 \text{ МПа} .$

Значение модуля упругости арматуры

$E_s = 200000 \text{ МПа} .$

Элемент - изгибаемый.

Тип конструкции - плита.

**Для арматуры со стороны противоположной нагреву:**

Нагрев - со стороны растянутого бетона.

Арматура со стороны противоположной нагреву отсутствует.

**Для арматуры со стороны нагрева:**

$z = a = 30 \text{ мм} .$

Температура бетона в плитах (стенах) на расстоянии  $z$  от обогреваемой поверхности

Бетон - тяжелый на силикатном заполнителе.

По рис. А.2 в зависимости от  $z$  и  $T_{fr}$

$t_z = 295 \text{ } ^\circ\text{C} .$

Конструкция - не является туннелем, в котором перевозят горючие жидкости или газы.

Конструкция - не предназначена для хранения каучука, синтетических материалов, масел, лаков, красок, сжиженного газа, бумаги, зерна или муки.

По табл. 5.5  $\gamma_{st} = 1 .$

$\gamma'_{st} = \gamma_{st} = 1 .$

$R_{snt} = R_{s, n} \gamma_{st} = 400 \cdot 1 = 400 \text{ МПа (формула (5.8); п. 5.10) .}$

$R_{st} = R_s \gamma_{st} = 355 \cdot 1 = 355 \text{ МПа (формула (5.8); п. 5.10) .}$

По табл. 5.5  $b_s = 0,901 .$

$E_{st} = E_s b_s = 200000 \cdot 0,901 = 180200 \text{ МПа (формула (5.10); п. 5.10) .}$

**Расчет предела огнестойкости по потере несущей способности**

Приведенные размеры сечений

По рис. А.1 - А.2 в зависимости от  $h$  и  $T_{fr}$

$a_t = 13 \text{ мм} .$

$h_o = h - a = 150 - 30 = 120 \text{ мм} .$

Нагревом бетона со стороны сжатой зоны можно пренебречь:

Взам. инв. №		<div>PRO_K_И_001135</div>					Лист
Подп. и дата							101
Инв. № подл.							
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

$$h_{ot} = h_o = 120 \text{ мм} .$$

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$e_{s, el} = R_{st}/E_{st} = 355/180200 = 0,00197 \text{ (формула (6.12); п. 6.2.7 СП 52-101 )} .$$

$$e_{b, ult} = 0,0035 .$$

$$x_R = 0,8/(1+e_{s, el}/e_{b, ult}) =$$

$$= 0,8/(1+0,00197/0,0035) = 0,51188 \text{ (формула (6.11); п. 6.2.7 СП 52-101 )} .$$

Прочность плит при одностороннем нагреве

$$x = R_{snt} A_s/(R_{bn} b) = 400 \cdot 790/(18,5 \cdot 1000) = 17,08108 \text{ мм (формула (8.10); п. 8.3 )} .$$

$$\text{Т.к. } x = 17,08108 \text{ мм} \leq x_R h = 0,51188 \cdot 150 = 76,782 \text{ мм} :$$

$$M = R_{bn} b x (h_o - 0,5 x) =$$

$$= 18,5 \cdot 1000 \cdot 17,08108 \cdot (120 - 0,5 \cdot 17,08108) = 35221187,13081 \text{ Н мм (формула (8.9); п. 8.3 )} .$$

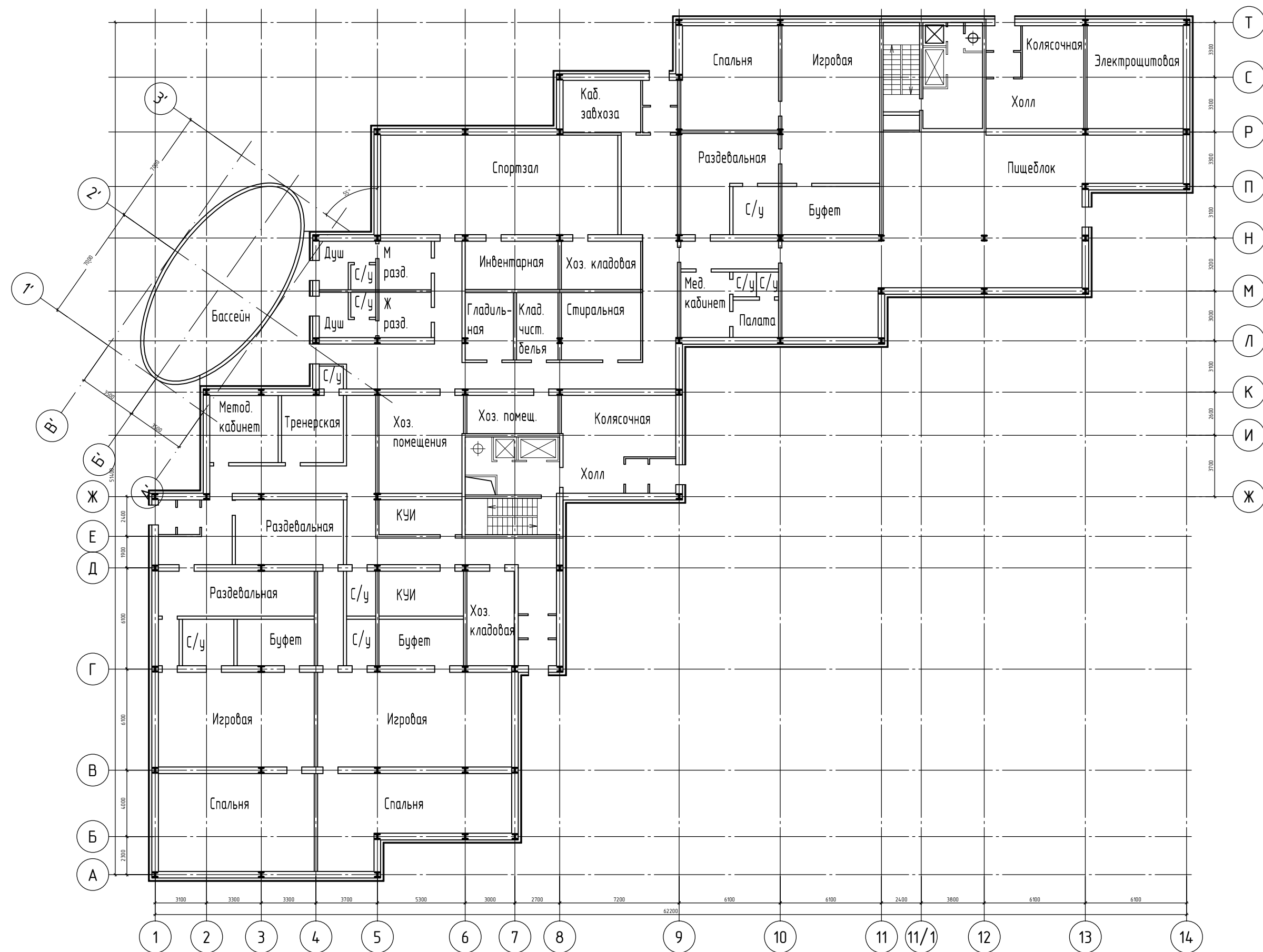
$$M_{\Pi} = 8825985,00587 \text{ Н мм} \leq M = 35221190 \text{ Н мм (25,05874\% от предельного значения)} - \text{условие выполнено} .$$

**Вывод:** требуемая огнестойкость плитной части железобетонного перекрытия обеспечена.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	PRO_K_И_001135			102



Вариант планировки 1ого этажа

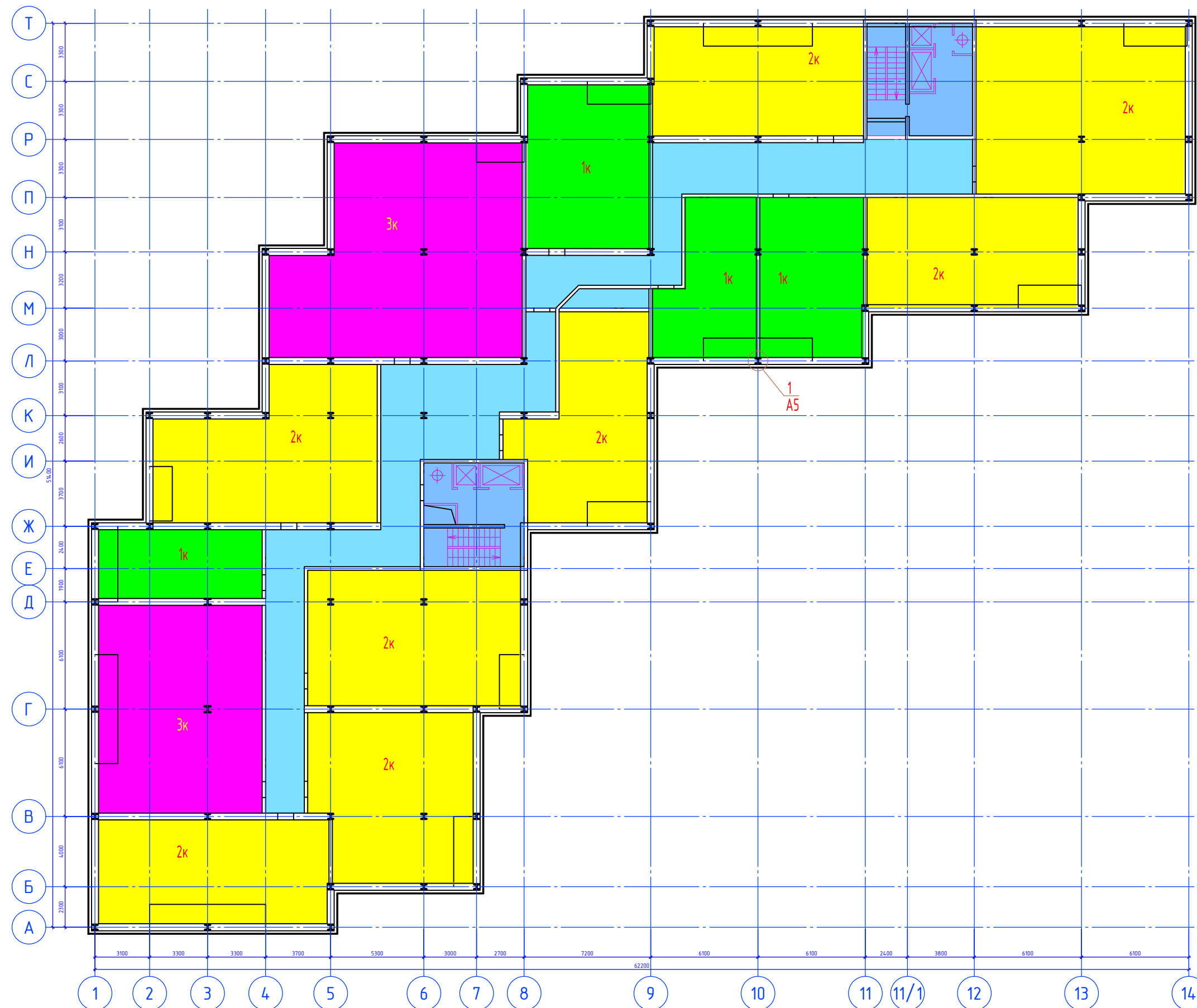


Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Согласовано

Изм.	Кол.ч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата

PRO\_K\_И\_001135

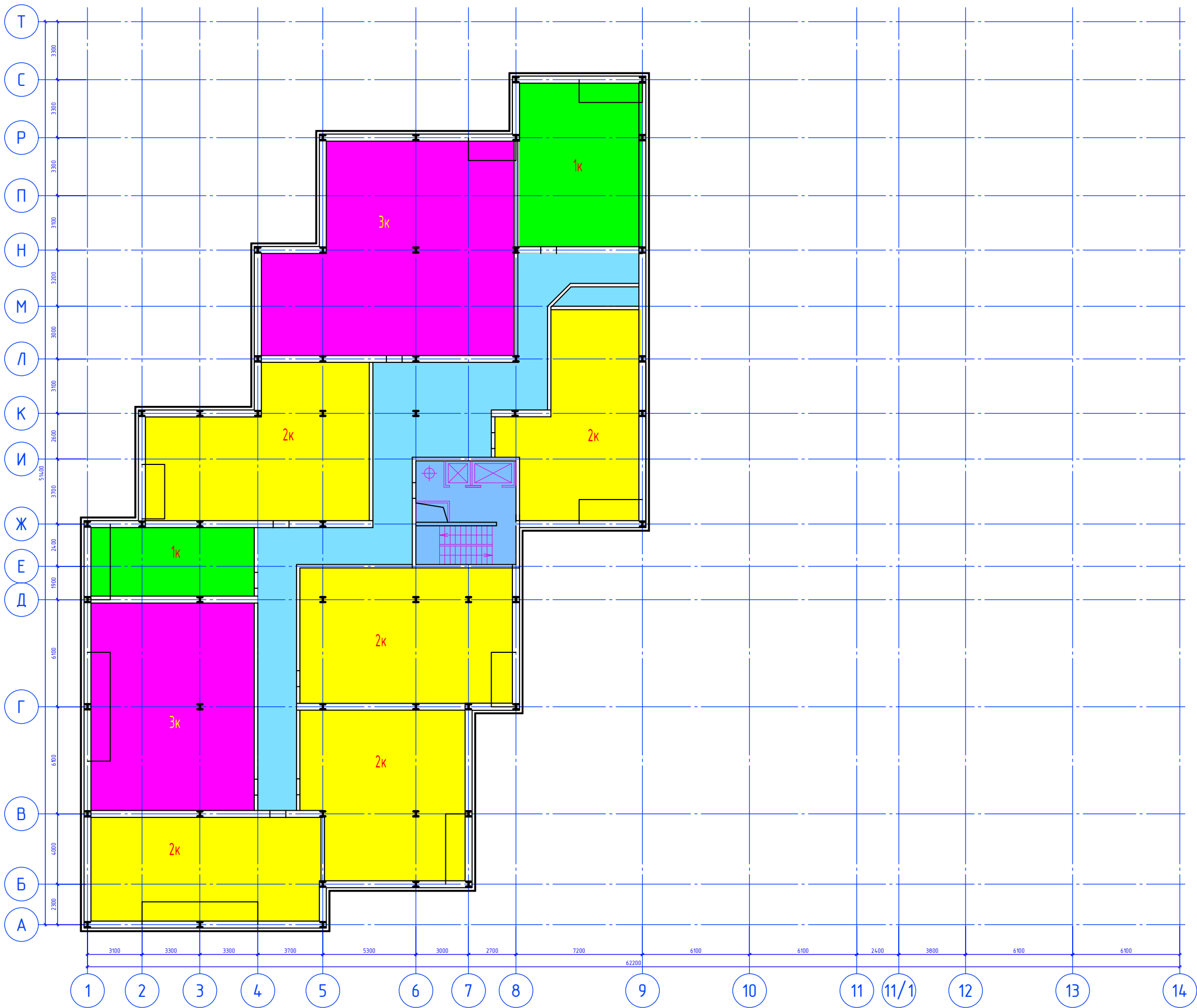
Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Согласовано



Изм.	Кол.ч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
------	--------	------	--------	---------	------

А2

Вариант планировки 11-12ого этажей



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

Изм.	Кол.ч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата

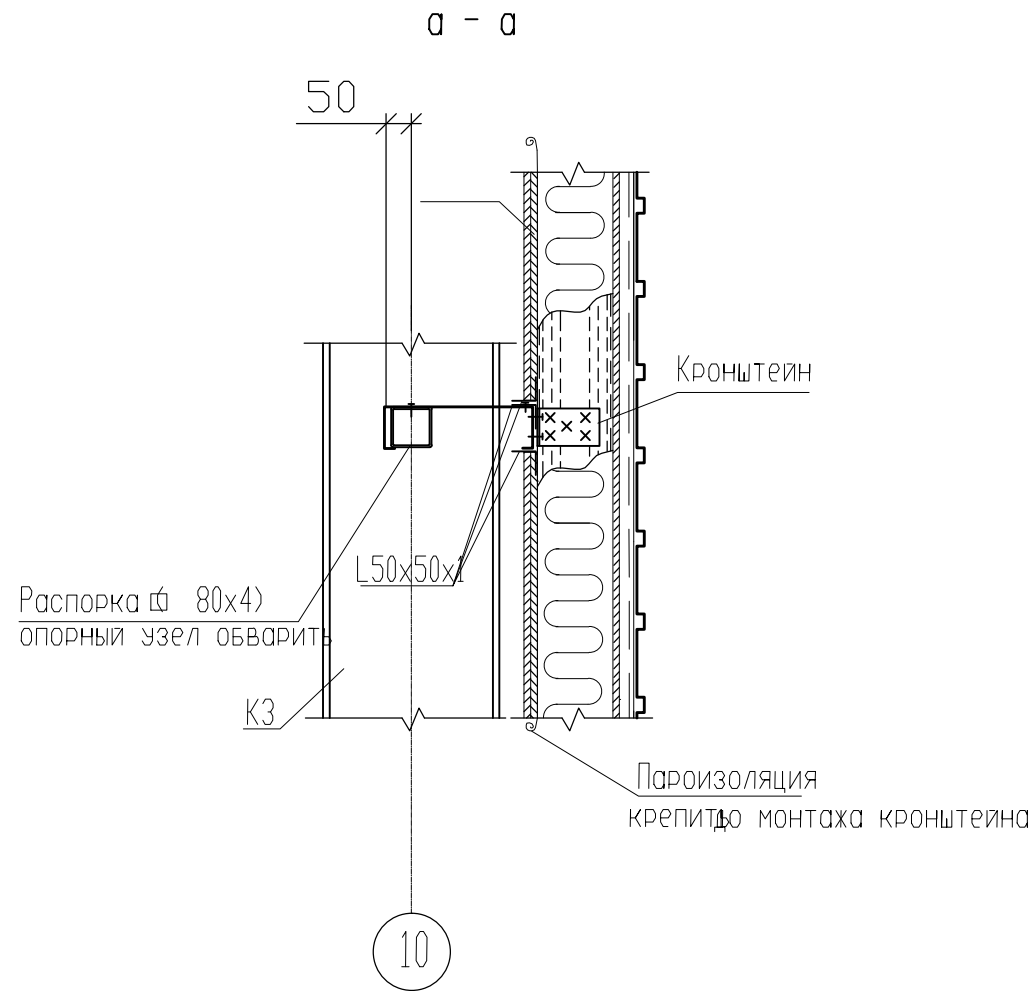
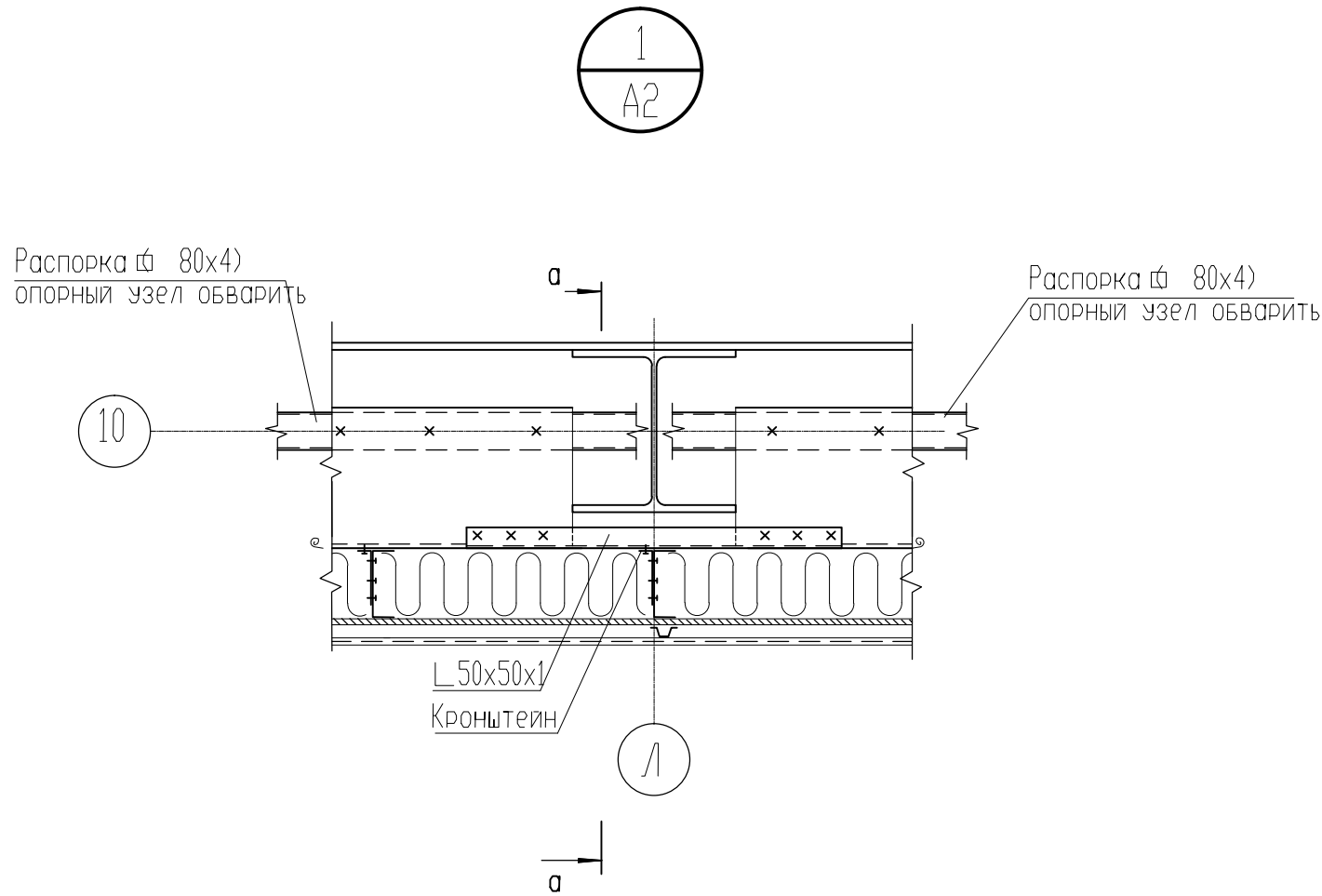
PRO\_K\_И\_001135

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



Лист  
А4

Инв. ? подл. Подп. и дата Взам. инв. ?	Согласовано			



Изм.	Кол.ч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата

PRO\_K\_И\_001135

Ведомость рабочих чертежей основного комплекта		
Лист	Наименование	Примечание
1	Общие данные	
2.1	Схема приложения постоянной нагрузки на типовой этаж.	
2.2	Схема приложения полезной нагрузки на типовой этаж.	
2.3	Схема приложения постоянной нагрузки на покрытие.	
2.4	Схема приложения снеговой нагрузки на покрытие.	
3	Техническая спецификация стали. Расход бетона. Ведомость расхода стали.	
4	План расположения колонн на отм. +0,000. Ведомость элементов.	
5	План расположения балок на отм. +3.500, +7.000, +10.500, 14.000, +17.500, +21.000, +24.500, +28.000, +31.500, +35.000.	
6	План расположения балок на отм. +38.500, +42.000. План расположения балок на отм. +45.500, +49.000, +52.500.	
7	1 – 1 (Разрез по оси 6).	
8	2 – 2 (Разрез по оси Н).	
9	План расположения колонн на отм. +0,000. Ведомость элементов.	

Ведомость ссылочных и прилагаемых документов

Обозначение	Наименование	Примечание
СП 20.133330.2016	Свод правил "Нагрузки и воздействия"	
СП 16.133330.2011	Свод правил "Стальные нагрузки"	
СП 53–102–2004	Свод правил "Общие правила проектирования стальных конструкций"	
№ 384–ФЗ	"Технический регламент о безопасности зданий и сооружений"	
СП 28.13330.2017	Свод правил "Защита строительных конструкций от коррозии"	
СТО АРСС 11251254.001–018–3	"Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий"	
СП 131.13330.2012	Свод правил "Строительная климатология"	

Общие указания.

1. Исходные данные

1.1 Рабочая документация марки КМ на несущие стальные конструкции каркаса Жилого многоквартирного дома со встроенным дошкольным учреждением (детский сад) разработана на основании конкурсного задания Steel2Real.

1.2 Природно–климатические условия строительства:

- площадка строительства – Московская область;
- климатический район строительства – IIIг по СП 131.13330.2012;
- нормативное значение ветрового давления 0,23 кПа для I района по СП 20.13330.2016, п.11.1.4;
- вес снегового покрова на 1м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли 1.5 кПа для III района по СП 20.13330.2016, п.10.2;
- расчетная температура наружного воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 минус 42<sup>С</sup> по СП 131.13330.2012, п. 4.2.3;
- сейсмичность площадки менее 6 баллов согласно приложению СП 14.13330.2011, карте общего сейсмического районирования ОСР–97–А (с 10%–ной вероятностью возможного превышения в течение 50 лет значений сейсмической интенсивности, указанных на карте). Район строительства не относится к сейсмически опасным.

1.3 Степень агрессивного воздействия среды на конструкции – неагрессивная по СП 28.13330.2017.

1.4 Здание отапливаемое.

1.5 Здание относится к нормальному уровню ответственности согласно ст. 4.16 Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384–ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», ст. 48.1 Градостроительного кодекса РФ от 19.12.2004 № 190–ФЗ, а также ГОСТ Р 54257–2010 (Изм.1) «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования». Коэффициент надежности по ответственности здания – γ<sub>n</sub>=1,0 по ГОСТ Р 54257–2010 (Изм.1) (п. 9.1).

- 1.6 Расчет металлических конструкций выполнен в соответствии с требованиями действующих нормативных документов РФ, в том числе:
- №384–ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;
  - СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\*»;
  - СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–23–81\*»;
  - СП 53–102–2004 «Общие правила проектирования стальных конструкций»;
  - СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11–85»;
  - СТО АРСС 11251254.001–018–3 «Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий»;
  - СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23–01–99\*»;
  - ГОСТ Р 54257–2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования»;
  - ГОСТ 23118–2012 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия»;
  - ГОСТ 27772–2015 «Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия».

1.7 Статический расчет несущих стальных конструкций каркаса здания выполнен с применением лицензионного программного комплекса для автоматизированного проектирования и расчета строительных конструкций «Лира–САПР 2017» и «Лира–SOFT».

2. Конструктивные решения

2.1 Здание Жилого многоквартирного дома со встроенными дошкольными учреждениями (детски сад) – многоэтажное, состоящее из 3 секций различной высоты:

- 1 секция имеет 12 этажей – прямоугольная в плане, ограничена осями А–Г/1–9, с общими размерами в плане 11,4 х 21,7м (в осях);
- 2 секция имеет 15 этажей – прямоугольная в плане, ограничена осями Г–С/2–11, с общими размерами в плане 35,7 х 21,9м (в осях);
- 3 секция имеет 10 этажей – прямоугольная в плане, ограничена осями Л–Т/11–17, с общими размерами в плане 30,6 х 19,2м (в осях).

2.2 За условную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1 этажа.

2.3Каркас здания – рамно–связевый.

Колонны каркаса выполнены в виде сварного двутавра переменного сечения по высоте здания. Смена сечения колонн предусмотрена на отм. + 30,000. Монтажные стыки колонн выполнены на высоте 1000 мм от уровня чистого пола перекрытия для удобства монтажа. Колонны каркаса жестко защемлены в фундаменте. Шаг колонн варьируется от 3 м до 6 м.

Балки перекрытия выполнены из сварных двутавров с волнистой стенкой с возможностью выполнения отверстий в стенке балки для устройства инженерных сетей в толще перекрытия. При этом проектом предусмотрено выполнение обрамлений отверстий листом, толщина которого должна быть равна толщине стенки балки. Балки перекрытия имеют жесткое опирание на колонны. В местах примыкания каркаса к лестнично–лифтовому узлу (ЛЛУ), предусмотрено шарнирное опирание стальных балок на железобетонные стены ЛЛУ.

В целом каркас здания представляет совокупность ячеек, состоящих из 4–х колонн и 4 ригелей, жестко опирающихся на колонны во всех направлениях, при этом два сонаправленных ригеля ячейки являются несущими, на которые опирается железобетонная плита перекрытия.

Опирание железобетонной монолитной плиты перекрытия выполняется на нижний пояс стальных балок. Проектом предусмотрено выполнение монолитной плиты с использованием инвентарной опалубки.

2.4Наружное стеновое ограждение – набесной вентилируемый фасад, основа которого–каркасно–обшивные стены на основе ЛСТК.

2.5 Внутренние стены предусмотрены из пазогребневых плит: толщина межкоридорных стен 200 мм; толщина межквартирных стен 100 мм.

2.6Жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается в поперечном и в продольном направлении – жестким защемлением колонн в фундаментах, а так же посредством выполнения жестких улов сопряжения балок и колонн.

Дополнительно устойчивость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается жестким диском покрытия, образованным монолитным железобетонным перекрытием.

3. Материал конструкций

3.1 Марки стали элементов конструкций приняты в зависимости от группы конструкций с учетом расчетной температуры в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017, а также в соответствии с техническими требованиями на проектирование и привезены в ведомости элементов, в чертежах узлов и в спецификации металлопроката.

3.2 Материал конструкций – сталь **С390–5** (балки перекрытия), С355–5 – все остальные элементы по ГОСТ 27772–2015 в зависимости от группы конструкций по СП 16.13330.2017.

4. Изготовление и монтаж

4.1Изготовление и монтаж конструкций производить в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

- ГОСТ 21779–82 «Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски»;
- ГОСТ 23118–2012 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия»;
- СП 16.13330.2016 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–23–81\*»;
- СП 53–101–98 «Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций»;
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01–87»;

4.2Требования при приемочном контроле смонтированных конструкций принять по СП 70.13330.2012, а также указаниям данной рабочей документации.

4.3 В проекте даны принципиальные узлы соединений конструкций. Количество, диаметр болтов, размеры сварных швов, не указанные в чертежах данной рабочей документации, определяются на стадии разработки чертежей КМД по расчетным усилиям N, M, A, приведенным в ведомостях элементов, где:

- N – продольное усилие в тс;
- M – опорный момент в тсм;
- A – опорная реакция в тс.

5. Соединение элементов

5.1 Заводские соединения – сварные.

5.2 Монтажные соединения – на сварке и на постоянных болтах.

Монтажные болты для монтажных соединений на сварке – М16 точности В, класса прочности 5.6.

5.3 Минимальное осевое усилие для расчета крепления элементов – 5 т.

Сварные соединения

5.4 Все сварные швы, кроме оговоренных, принимать по усилиям в элементах, приведенным в ведомостях элементов и с учетом таблицы 38 СП 16.13330.2017, но не менее k<sub>т</sub>=6 мм.

5.5 Размеры заводских угловых швов, принятые в чертежах, рассчитаны для автоматической и полуавтоматической сварки при нижнем положении шва, марка сварочной проволоки – Сб–10ГА, либо Сб–08Г2С по ГОСТ 2246–70\*, диаметр проволоки d<1,4мм. При этом коэффициенты β<sub>т</sub>=0,7; β<sub>з</sub>=1 приняты для расчетных сопротивлений металла шва и металла границы сплавления согласно табл. 39 СП 16.13330.2017.

5.6 Монтажные швы выполнять ручной или полуавтоматической сваркой. Ручную сварку производить электродами типа Э50А по ГОСТ 9467–75\* диаметром не более 6 мм, на токе, не превышающем 220 А, со скоростью, обеспечивающей получение шва за один проход катетом не более 6 мм. Монтажную полуавтоматическую сварку производить сварочной проволокой Сб–10ГА или Сб–08Г2С по ГОСТ 2246–70\* диаметром d<1,4 мм.

5.7 Сварку элементов конструкций в зависимости от принятых способа и материалов сварки производить в соответствии с требованиями:

- ГОСТ 14771–76\* и ГОСТ 23518–79 (для сварки в защитных газах);
- ГОСТ 5264–80\* и ГОСТ 11534–73\* (для ручной сварки электродами).

5.8 Контроль качества швов осуществлять в соответствии с ГОСТ 23118–2012 и СП 70.13330.2012 до нанесения антикоррозионной защиты. В соответствии с ГОСТ необходимо выполнить визуально–измерительный и неразрушающий (ультразвуковой) контроль качества швов.

Визуальному и измерительному контролю должны быть подвергнуты все сварные швы; результаты контроля оформляются актом.

Ультразвуковой контроль швов выполнять после исправления недопустимых дефектов, выявленных визуальным и измерительным контролем. Результаты ультразвукового контроля оформляются в виде Заключения в соответствии с ГОСТ 14782.

100% ультразвуковому контролю должны быть подвергнуты следующие ответственные швы:

- все стыковые швы соединений элементов конструкций (заводские и монтажные);
- сварные швы монтажных стыков отпработочных марок конструкций.

5.9 Качество сварных швов конструкций заводского изготовления должно быть не ниже среднего уровня по Приложению Б ГОСТ 23118–2012.

Качество монтажных швов должно соответствовать требованиям СП 70.13330.2012.

Соединения на постоянных болтах

5.10 Постоянные болты М20, М24 по ГОСТ 7798–70 точности В по ГОСТ Р ИСО 4014–2013 класса прочности 8.8 по ГОСТ Р ИСО 898–1–2011; гайки по ГОСТ 5915, шайбы круглые по ГОСТ 11371.

Гайки затянуть до отказа ключами с длиной рукоятки 450–500 мм с усилием не менее 30кгс. Для предотвращения самоотвинчивания гайки дополнительно закрепить постановкой специальных пружинных шайб по ГОСТ 6402–70 или контргаяек.

Разность номинальных диаметров отверстий и болтов – 3 мм.

5.11 Крепежные элементы болтовых соединений должны удовлетворять требованиям СП16.13330.2017. Обработка отверстий под болты производить сверлением. Предельные смещения центров отверстий принять по СП 53–101–98. Изготовление и монтаж болтовых соединений выполнять в соответствии с требованиями СТО 0051–2006 «Конструкции стальные строительные».

6. Антикоррозионная защита

6.1 Степень воздействия среды на конструкции – неагрессивная по СП 28.13330.2017.

Мероприятия по антикоррозионной защите конструкций и восстановлению покрытий, поврежденных сваркой, выполнять в соответствии с требованиями СП 28.13330.2017 и ГОСТ 9.402–80\*:

- антикоррозионную защиту конструкций выполнить лакокрасочными материалами группы I по таблице Ц.7 СП 28.13330.2017 – двумя слоями эмали по двум слоям грунтовки с общей толщиной покрытия 55 мкм, включая два слоя грунтовки.
- Перед грунтовкой поверхность стальных конструкций необходимо подготовить по ГОСТ 9.402–2004. Степень очистки поверхности металлических изделий от окислыни и ржавчины должна быть не ниже 2–ой.

6.3 Работы по антикоррозионной защите производить в соответствии с требованиями ГОСТ 12.3.005–75 «Система стандартов безопасности труда. Работы окрасочные. Общие требования безопасности».

6.4 После монтажа конструкции обеспечить огнезащитой до необходимой группы огнезащитной эффективности по ГОСТ Р 53295–2009 с нанесением требуемой толщины огнезащитного покрытия.

7. Перечень видов работ, по которым необходимо составление актов освидетельствования скрытых работ и ответственных конструкций

7.1 Оформление узлов конструкций, закрываемых в дальнейшем отделочными материалами, либо средствами обеспечивающими огнестойкость элементов.


7.2 Грунтовочные слои и защитное антикоррозионное покрытие, выполняемые на строительной площадке, а также составление актов, указанных в ППР.

8. Нагрузки

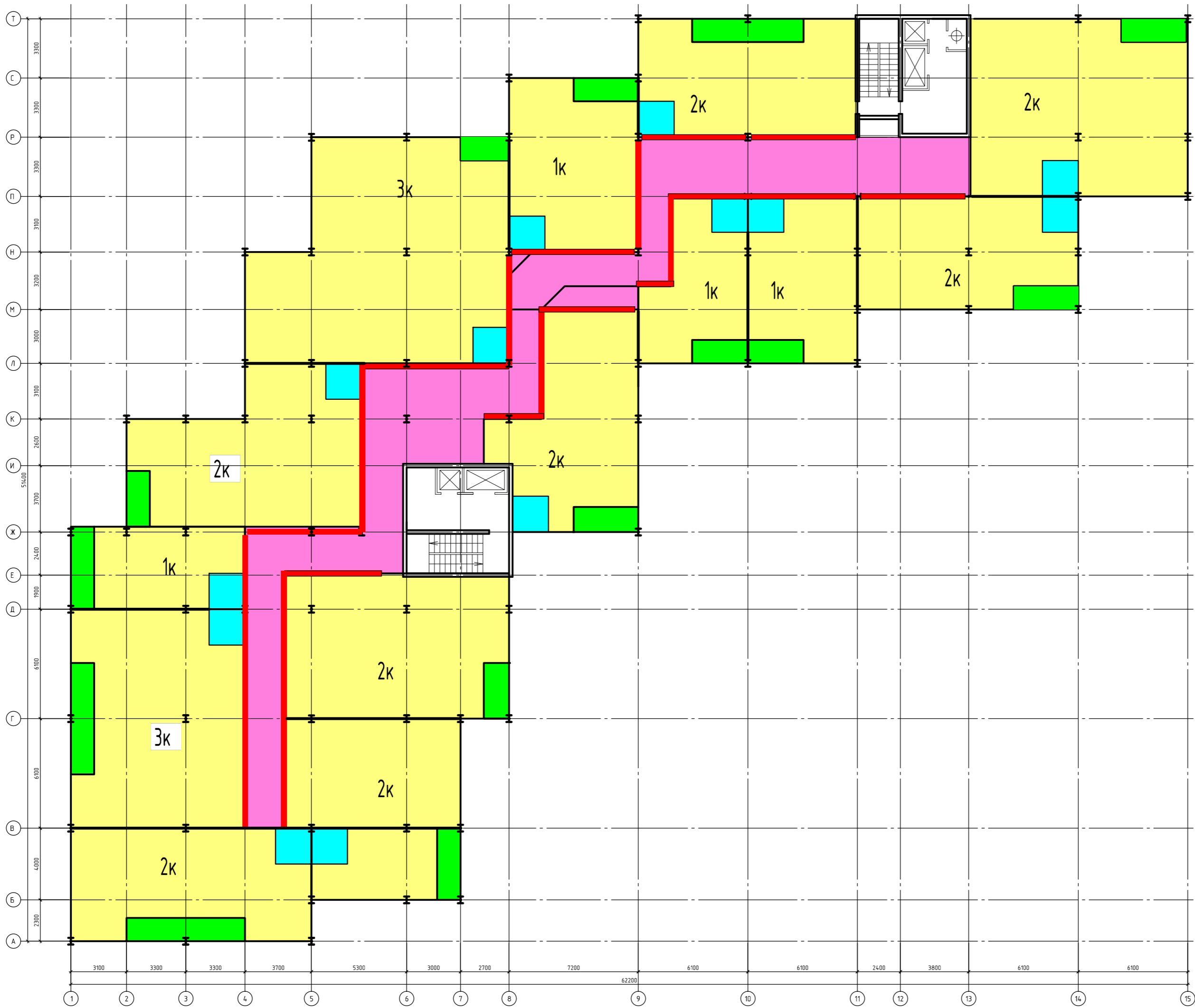
8.1. Нагрузки, действующие на конструкции каркаса приведены на листе 2.

Условные обозначения:

	Болт постоянный высокопрочный
	Болт постоянный нормальной точности
	Болт монтажный
	Заводской шов сварного соединения углового, таврового, внахлестку
	Монтажный шов сварного соединения углового, таврового, внахлестку
	Заводской шов сварного соединения углового, таврового, внахлестку с невидимой стороны
	Монтажный шов сварного соединения углового, таврового, внахлестку с невидимой стороны

						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением ( детский сад )			
Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Steel2Real	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								1	
Проб.									
Т.Контр.									
И.контр.						Общие данные			
Чтб.									

Распределение постоянной нагрузки на типовом этаже

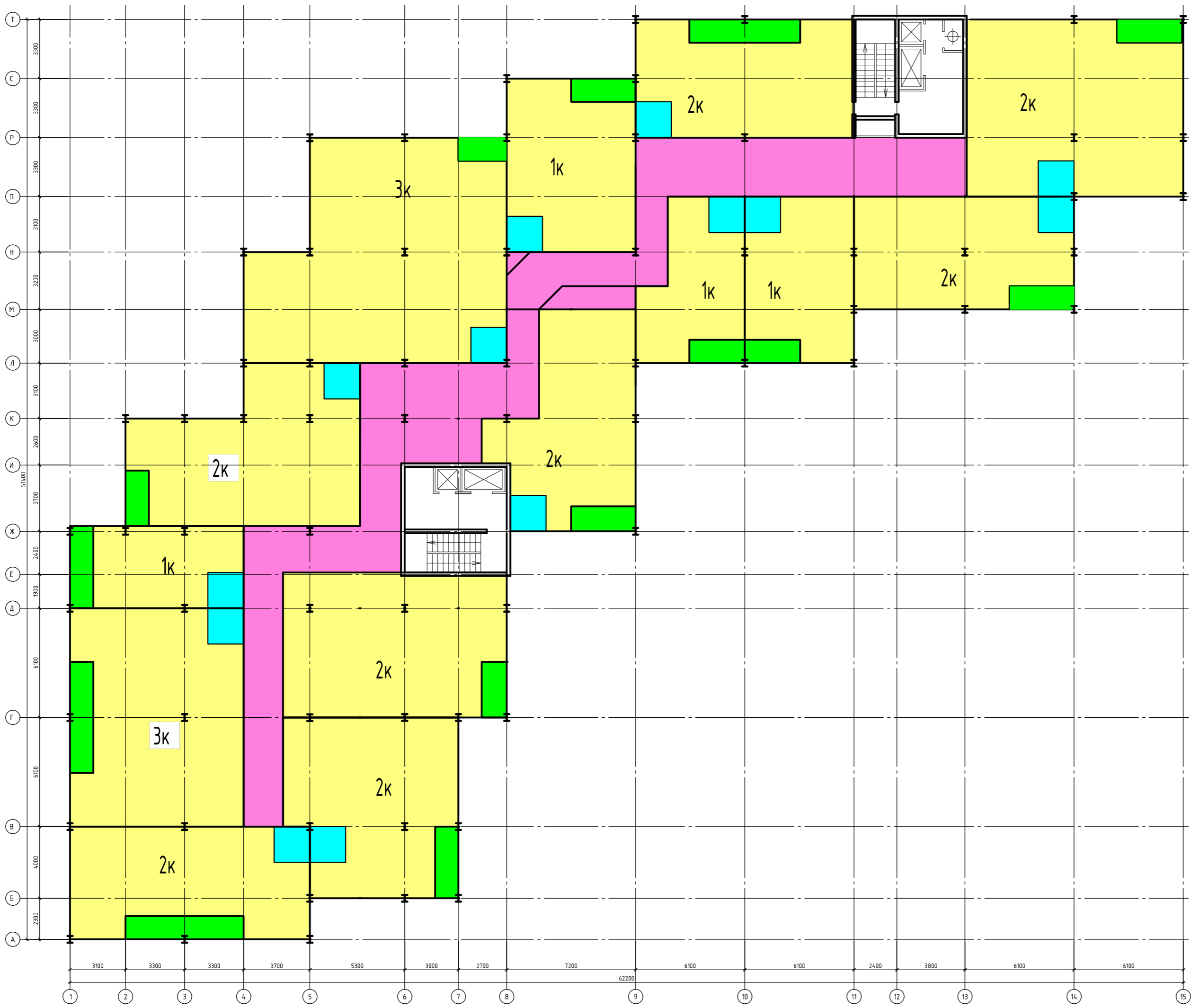


- Постоянная нагрузка 475.1 кг/м<sup>2</sup>
- Постоянная нагрузка 510 кг/м<sup>2</sup>  
(Межквартирный Коридор)
- Постоянная нагрузка 510 кг/м<sup>2</sup>  
(Ванная комната)
- Постоянная нагрузка 510 кг/м<sup>2</sup>  
(Лоджия)
- Погонная нагрузка: 792 кг/м  
(Межкоридорные стены)
- Погонная нагрузка: 493.2 кг/м  
(Межквартирные стены)

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


PRO_K_И_001135					
Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)					
Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Разраб.					
Проб.					
Т.Контр.					
Н.Контр.					
Утв.					
Steel2Real			Стандия	Лист	Листов
Схема приложения постоянной нагрузки на типовом этаже				21	

Распределение полезной нагрузки на типовом этаже

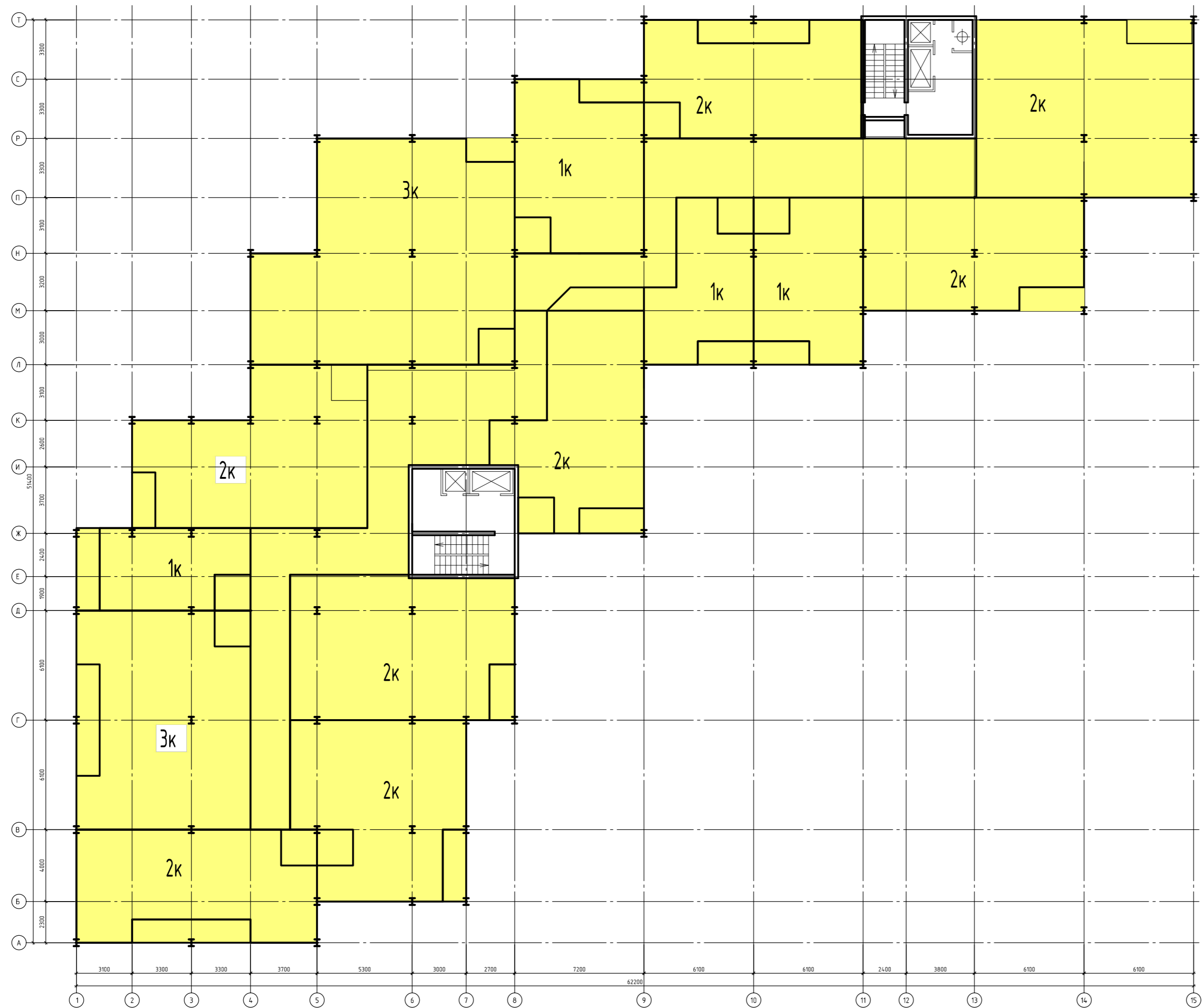


- Полезная нагрузка в квартирах 257 кг/м² (с учетом инж.сетей)
- Полезная нагрузка 437 кг/м² (Межквартирный Коридор с учетом инж.сетей)
- Полезная нагрузка 257 кг/м² (Ванная комната с учетом инж.сетей)
- Полезная нагрузка 480 кг/м² (Лоджия)

Согласовано					
Взам. инд. №					
Подп. и дата					
Инф. № подл.					


						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)			
Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Steel2Real	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								2.2	
Проб.									
Т.Контр.									
Н.контр.						Схема приложения полезной нагрузки на типовой этаж			
Утв.									

Распределение постоянной нагрузки на покрытие

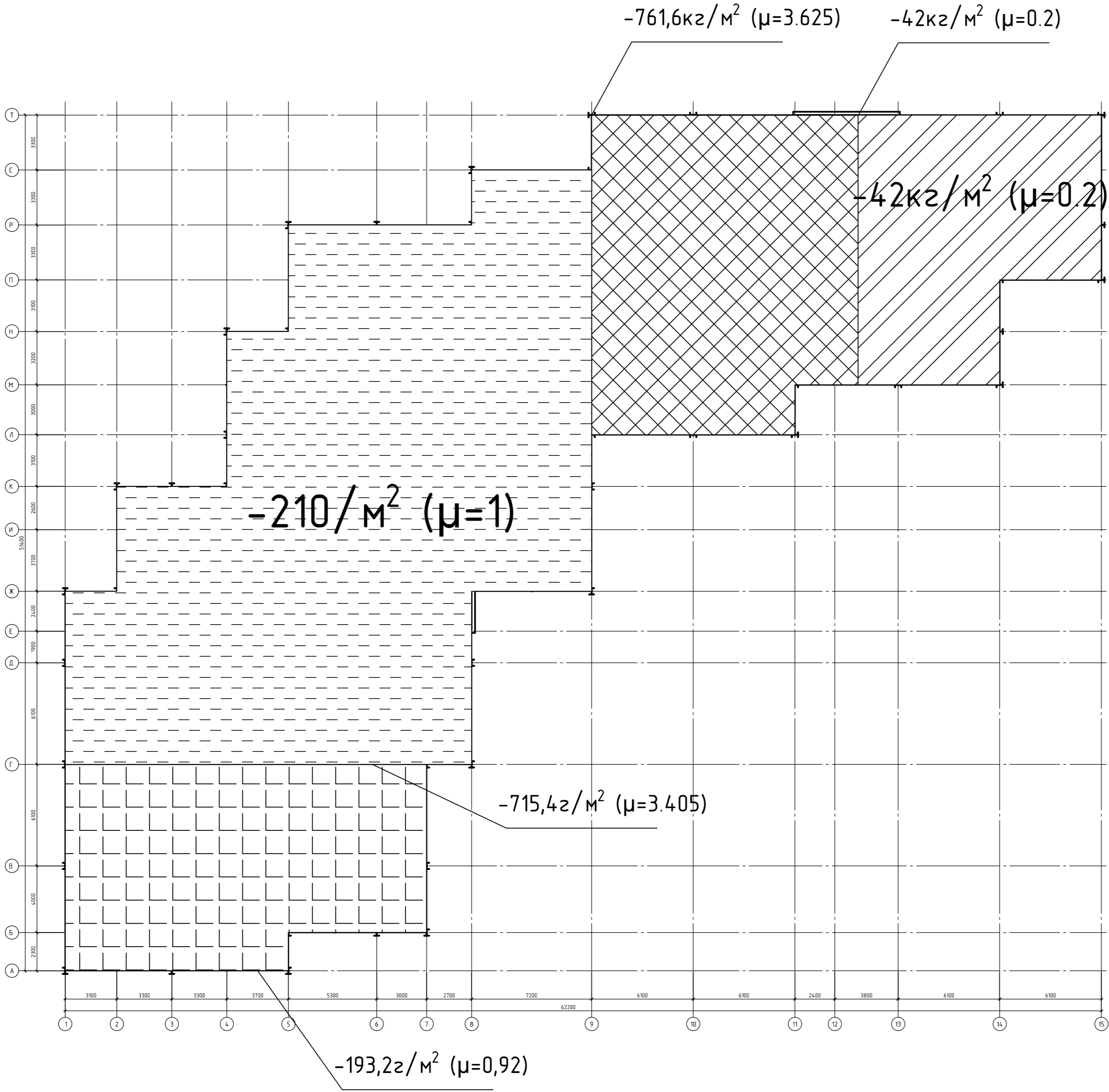


-Постоянная нагрузка 494,2 кг/м²

Согласовано					
Взам инд. №					
Подп. и дата					
Инф. № подл.					


						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Steel2Real	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								23	
Проб.									
Т.Контр.						Схема приложения постоянной нагрузки на покрытие			
Н.контр									
Утв.									

Распределение снеговой нагрузки на покрытие

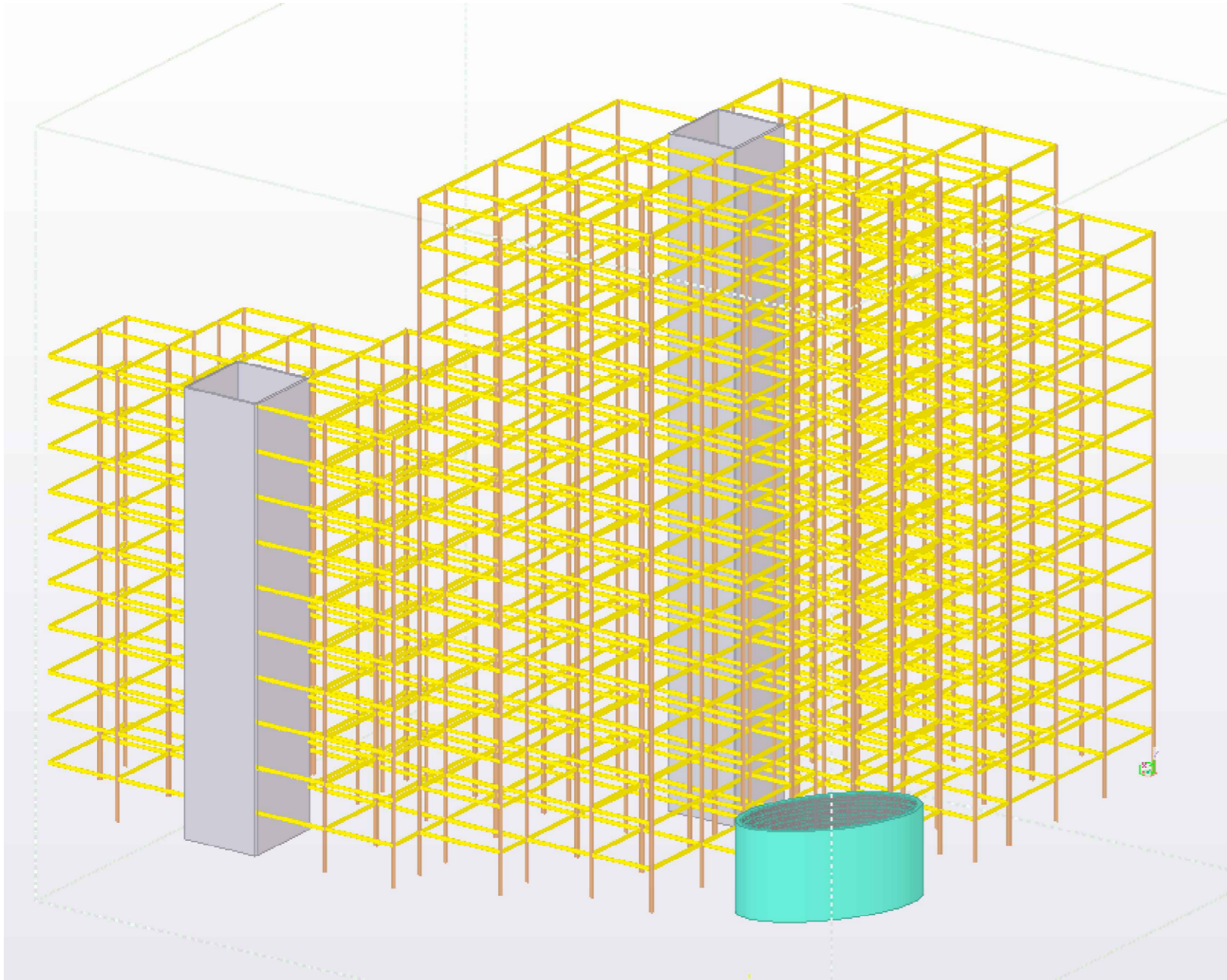


- Снеговая нагрузка 42 кз/м² (μ=0,2)
- Снеговая нагрузка 210 кз/м² (μ=1)

Согласовано	
Взам инд. №	
Подп. и дата	
Инд. № подл.	

						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Steel2Real	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								2.4	
Проб.									
Т.Контр.						Схема приложения снеговой нагрузки на покрытие			
Н.контр.									
Утв.									

Визуализация каркаса здания



Техническая спецификация стали

Наименование профиля ГОСТ, ТУ	Наименование или марка металла ГОСТ, ТУ	Номер или размеры профиля, мм	№ п.п.	Масса металла по элементам конструкций, т				Общая масса, т
				Колонны	Балки			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Двутавры горячекатанные с параллельными гранями полюс СТО АСЧМ 20-93	С355-5 ГОСТ 19281-89	I30K2	1	224.20				224.20
		I35K2	2	12.57				12.57
		I35K4	3	20.74				20.74
		Итого:	4	257.51				257.51
Всего профиля:			5	257.51				257.51
Сварные двутавровые профиля с волнистой стенкой ТУ 5283-010- 85420077-2014	С390 ГОСТ 19281-89	I358С	6		288.24			288.24
			7					
		Итого:	8		288.24			288.24
Всего профиля:			9		288.24			288.24
Сталь листовая горячекатанная ГОСТ 19903-74	С355-5 ГОСТ 19281-89	10	10	2.91				
		16	11	8.80				8.80
		18	12	32.54	32.54			65.08
		20	13	4.16				
		Итого:	14	48.41	32.54			80.95
Всего профиля:			15	48.41	32.54			80.95
Всего масса металла:			16	305.92	320.78			626.70
В том числе по маркам или наименованиям:			17					626.70
С390			18		288.24			288.24
С355-5			19	305.92	32.54			338.46

Расход бетона

Плита перекрытия	Марка бетона	Объем, м3
П1	B25	2942

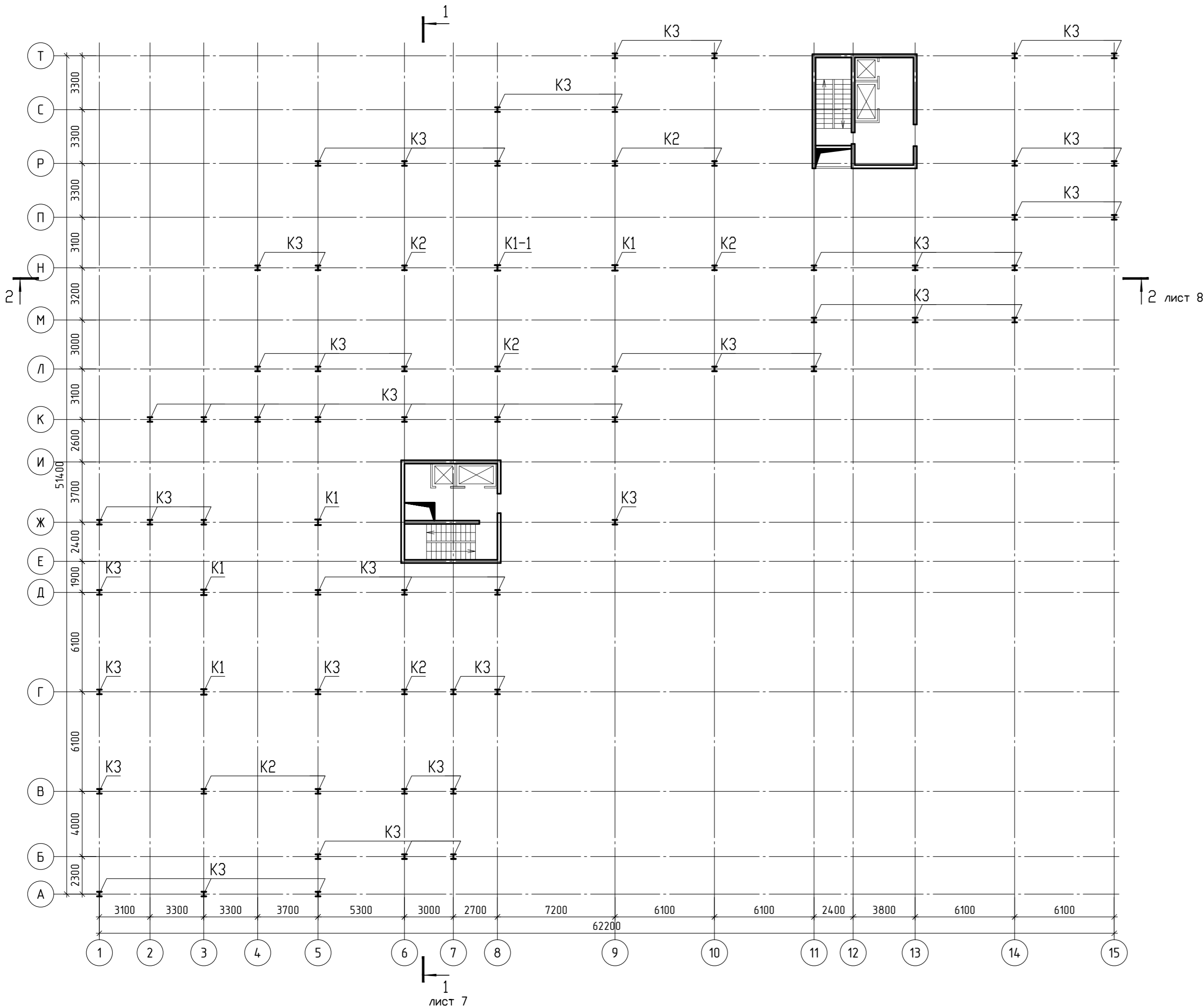
Ведомость расхода стали

Наименование	Прокат		
	ø10	кг/м	Итого
Арматура	A400	0,617	115.8 т

1. Общие данные см. лист 1.  
2. Спецификацию стали см. данный лист.

PRO_K_И_001135						
Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)						
Изм.	Кол.	Лист	Док.	Подпись	Дата	
Разраб.						
Пров.						
Т.Контр.						
Н.контр.						
Утв.						
Steel2Real					Стадия	Лист
Техническая спецификация стали. Расход бетона. Ведомость расхода стали.					3	Листов
Tekla Structures						


План расположения колонн на отм. +0,000.



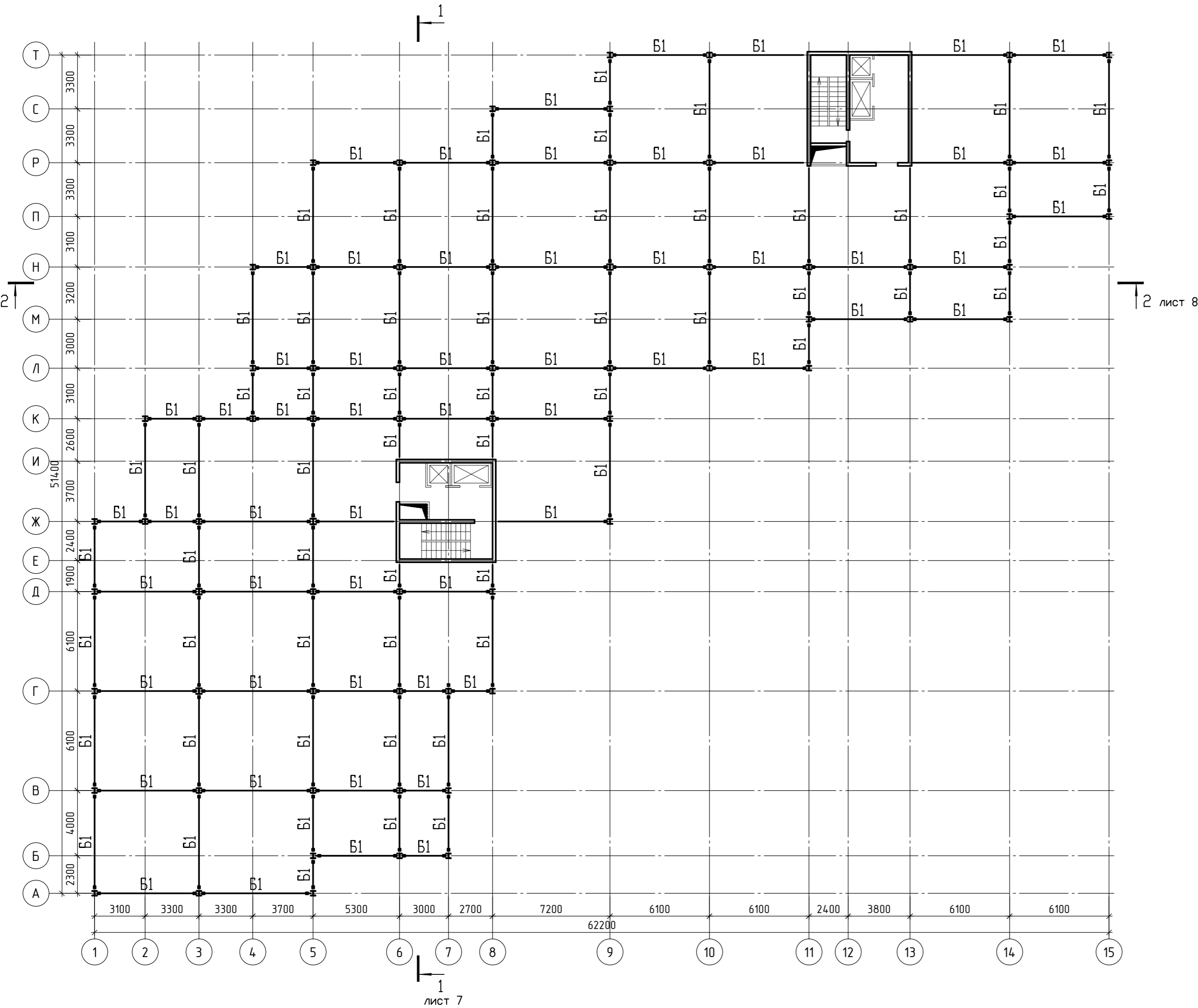
Ведомость элементов

Марка	Сечение			Усилия			Группа констр.	Марка металла	Примечание
	Эскиз	Поз.	Состав	N тс	Mx тс*м	Q тс			
K1		1	I 35K4	653	2,7	0,5	1	С355-5	
		2	I 30K2	355	1,0	2			
K1-1		1	I 35K4	653	2,7	0,5			
		2	I 30K2	355	1,0	2			
K2		1	I 35K2	470	1,6	0,5			
		2	I 30K2	355	1,0	2			
K3	I		I 30K2	355	1,0	2			
B1	I		I 35BC	5	24,5	21		С390	

1. Спецификацию стали см. лист 3.
2. Ведомость элементов см. данный лист.

						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением ( детский сад )			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Steel2Real	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								4	
Пров.									
Т.Контр.						Планн колонн на отм. +0.000. Ведомость элементов.			
Н.контр									
Утв.									

План расположения балок на отм. +3.500, +7.000, +10.500, 14.000, +17.500, +21.000, +24.500, +28.000, +31.500, +35.000.



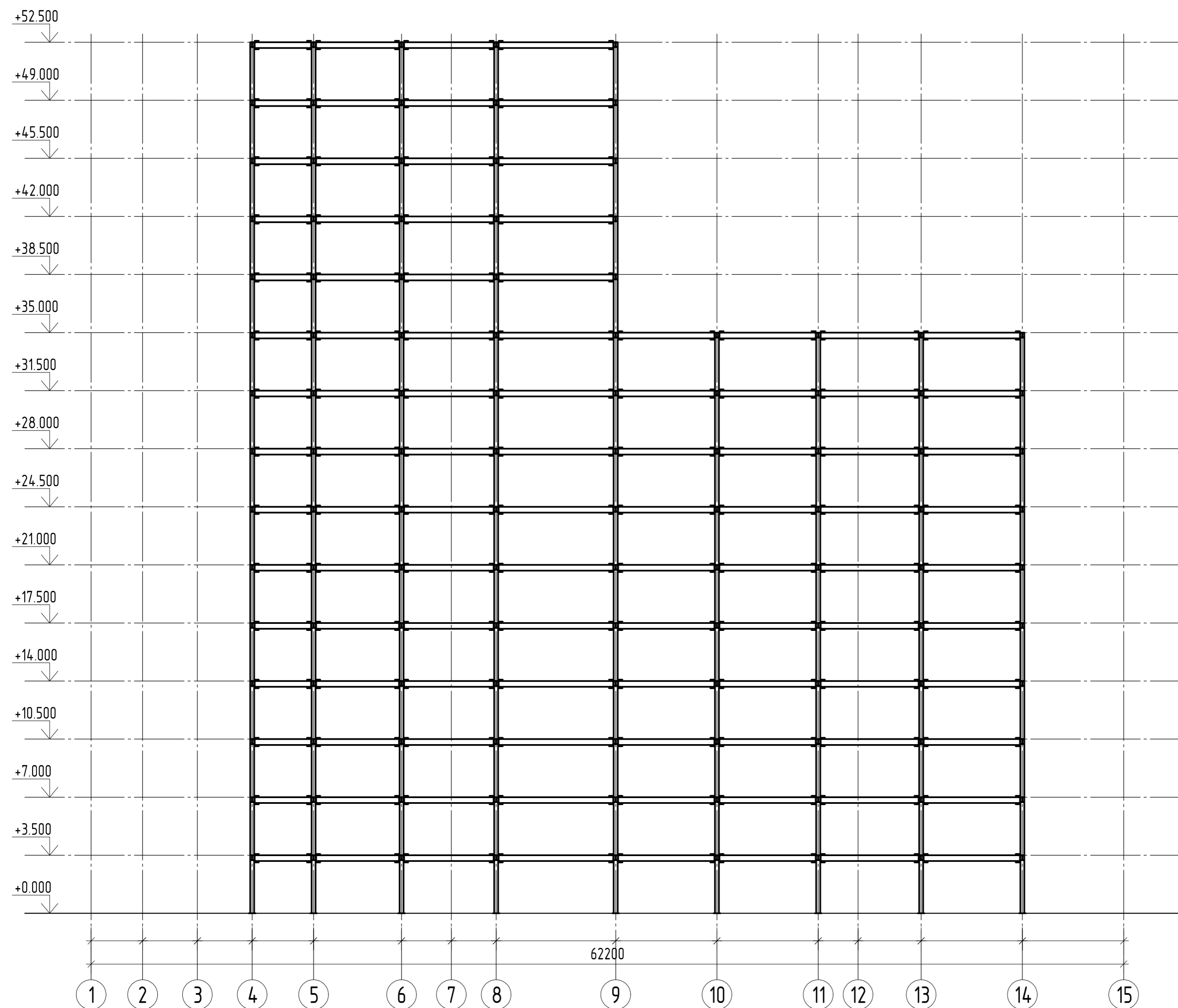
- 1. Спецификацию стали см. лист 3.
- 2. Ведомость элементов см. лист 4.

PRO_K_И_001135					
Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)					
Изм.	Кол.	Лист	Док.	Подпись	Дата
Разраб.					
Пров.					
Т.Контр.					
Steel2Real				Стадия	Лист
				5	
План балок на отм. +3.500, +7.000, +10.500, 14.000, +17.500, +21.000, +24.500, +28.000, +31.500, +35.000.				Текла Structures	
Н.контр.					
УТВ.					






2 - 2  
(Разрез по оси Н)

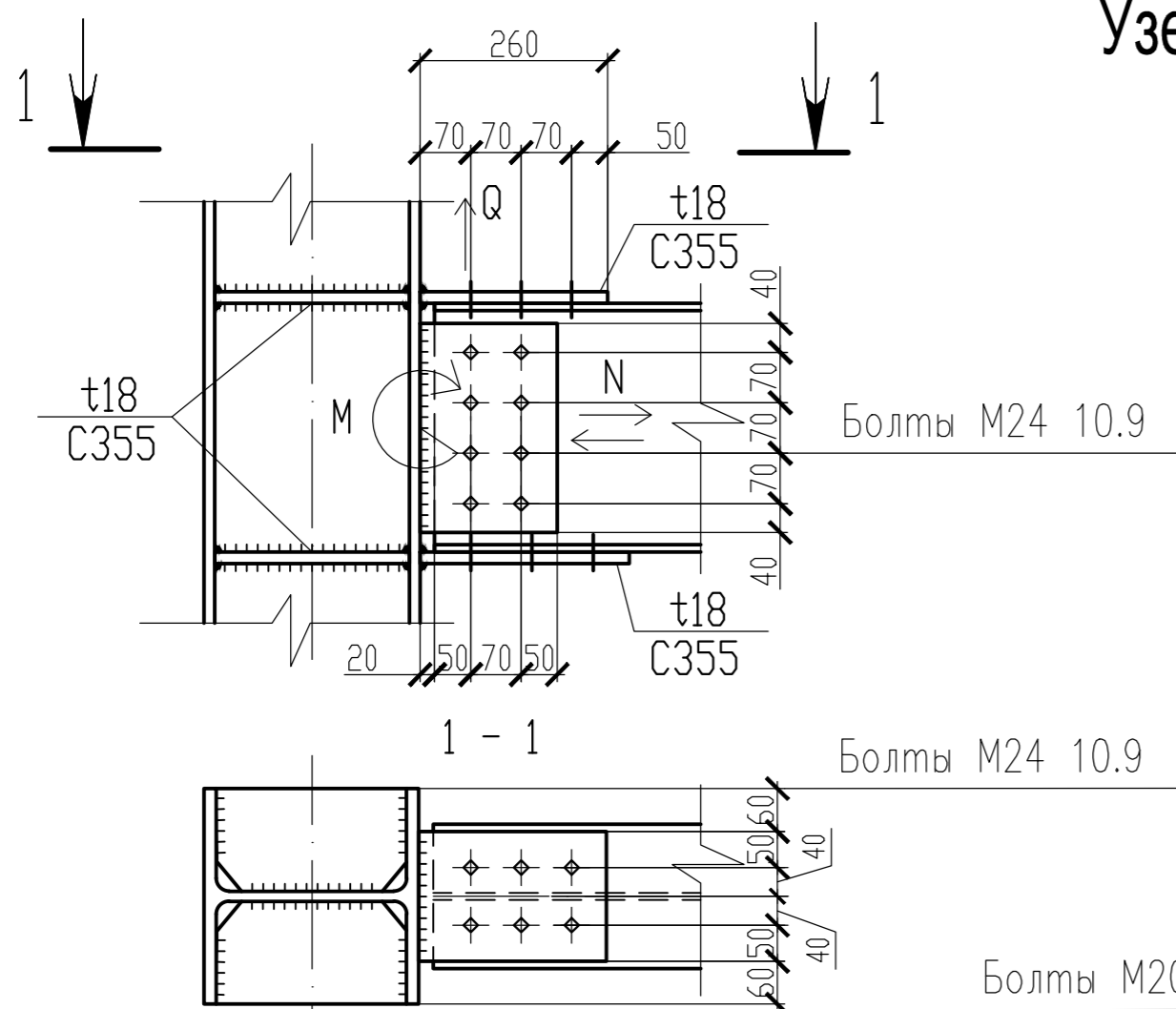


1. Спецификацию стали см. лист 3.
2. Ведомость элементов см. лист 4.

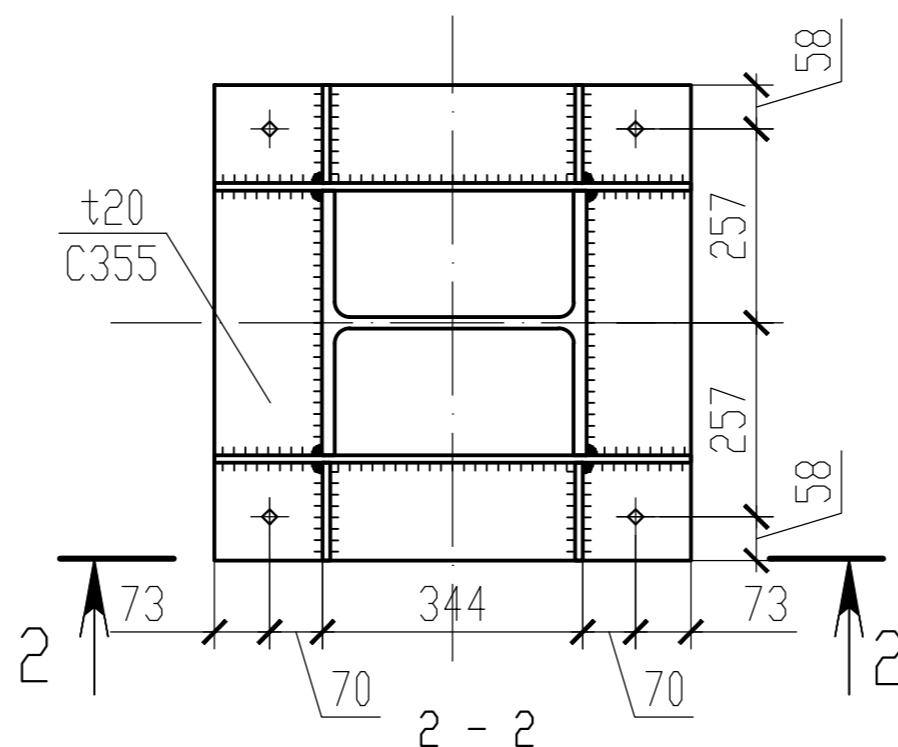
						PRO_K_И_001135			
						Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата				
Разраб.						Steel2Real	Стадия	Лист	
Проб.								8	Листов
Т.Контр.									
Н.контр						2 -2 ( Разрез по оси Н ).			
Учб.									

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

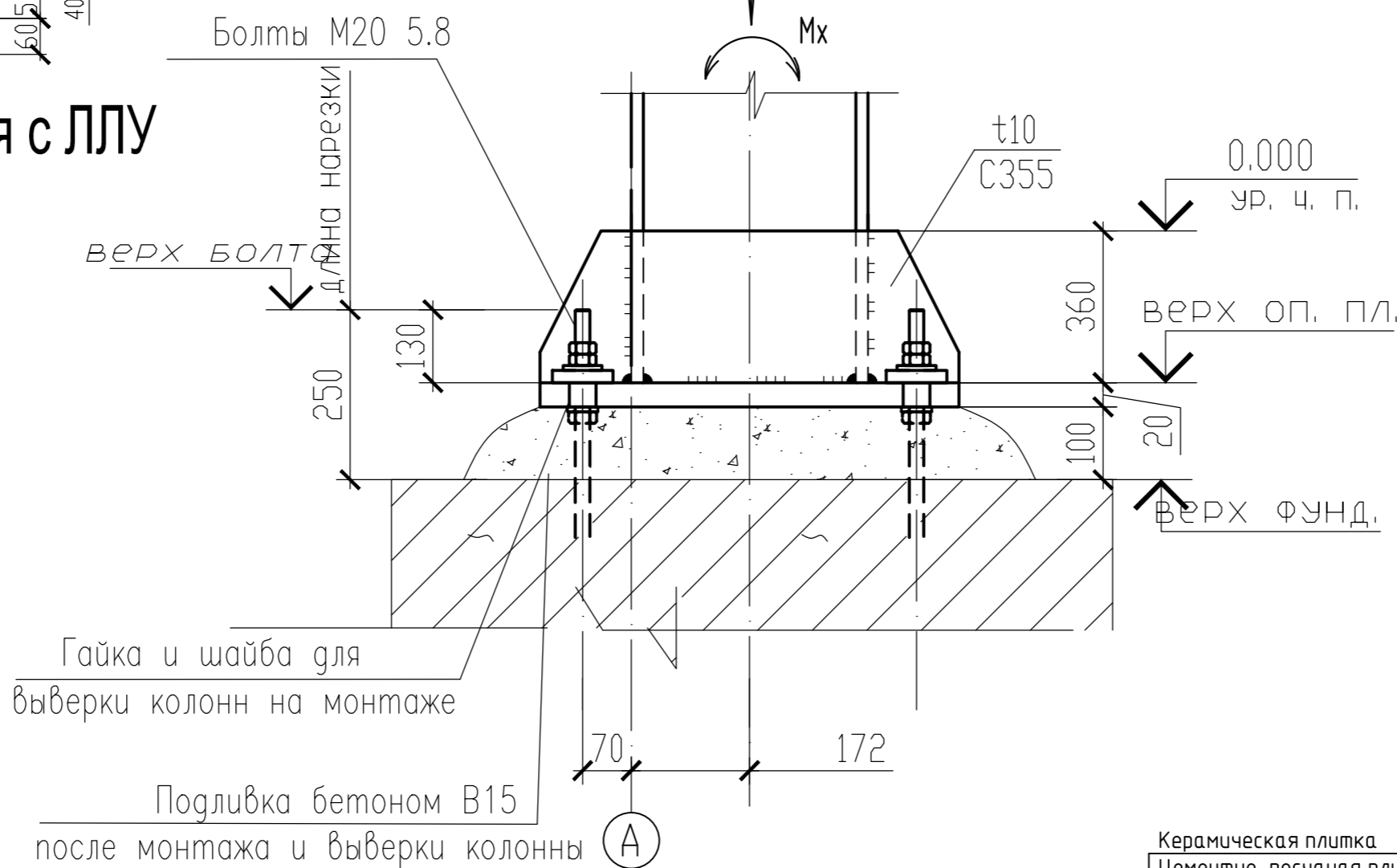
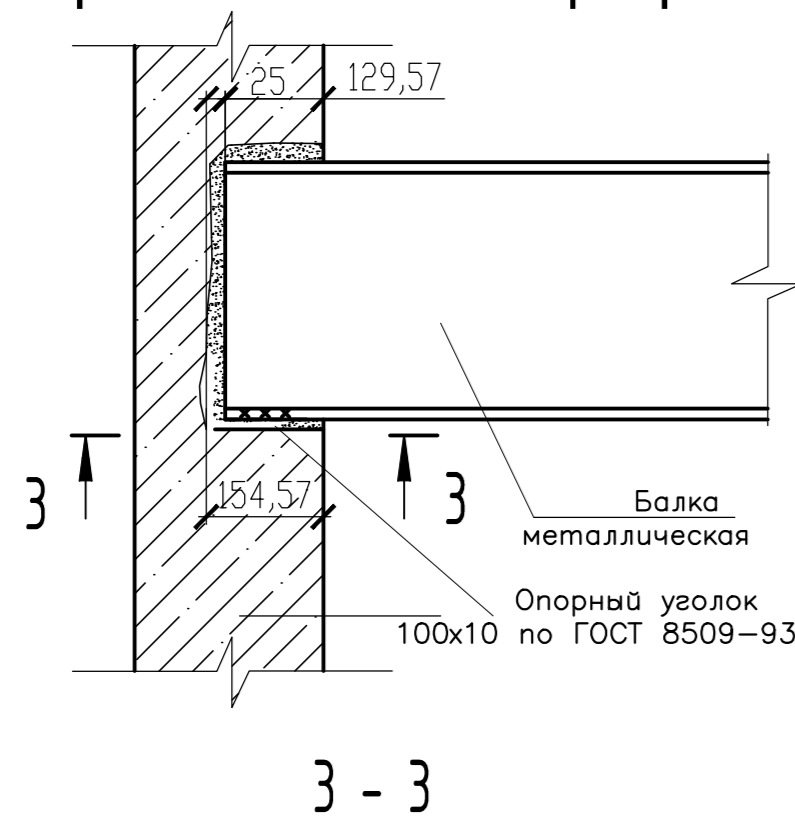
Узел сопряжения балки перекрытия с колонной



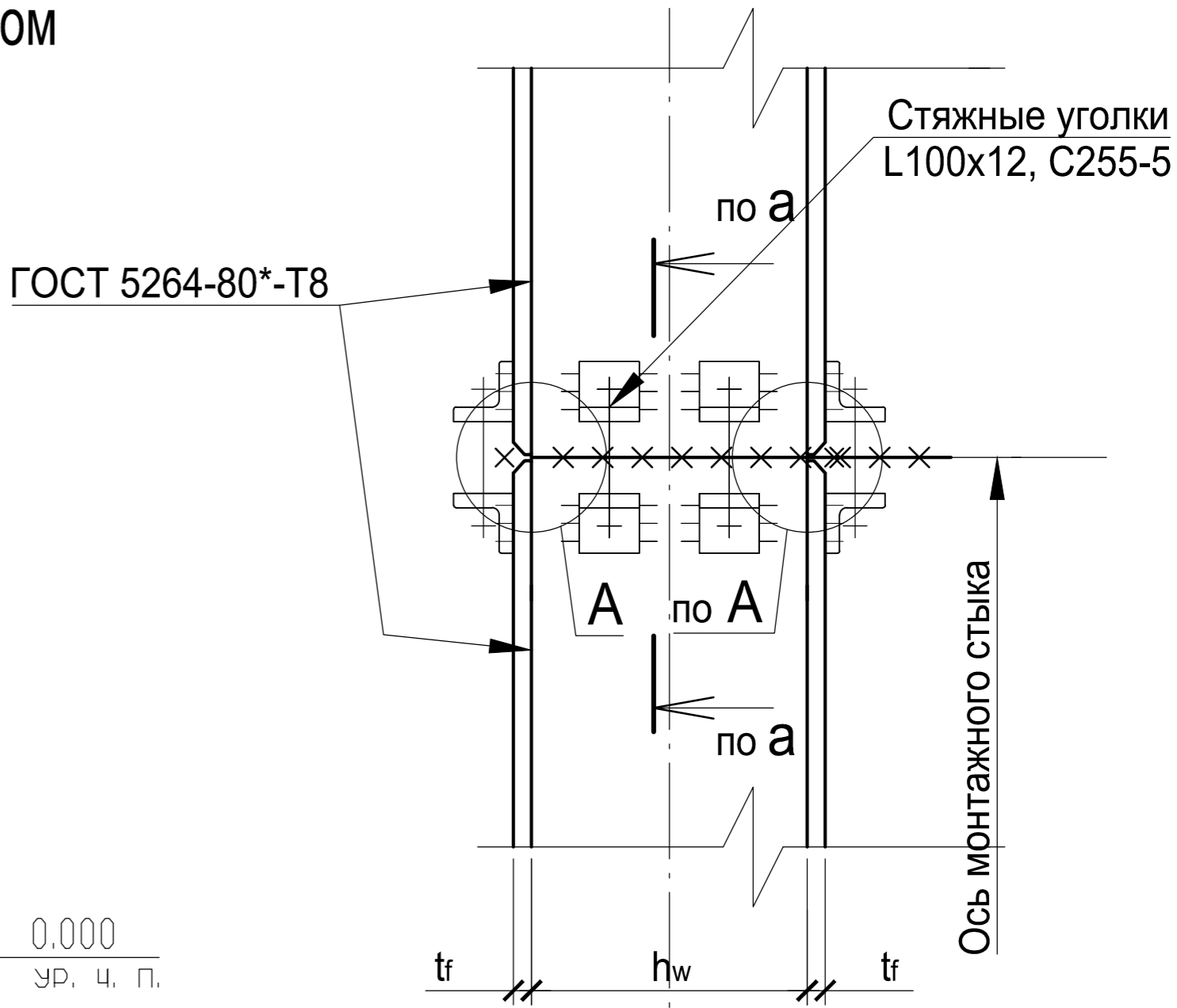
Узел сопряжения колонны с фундаментом



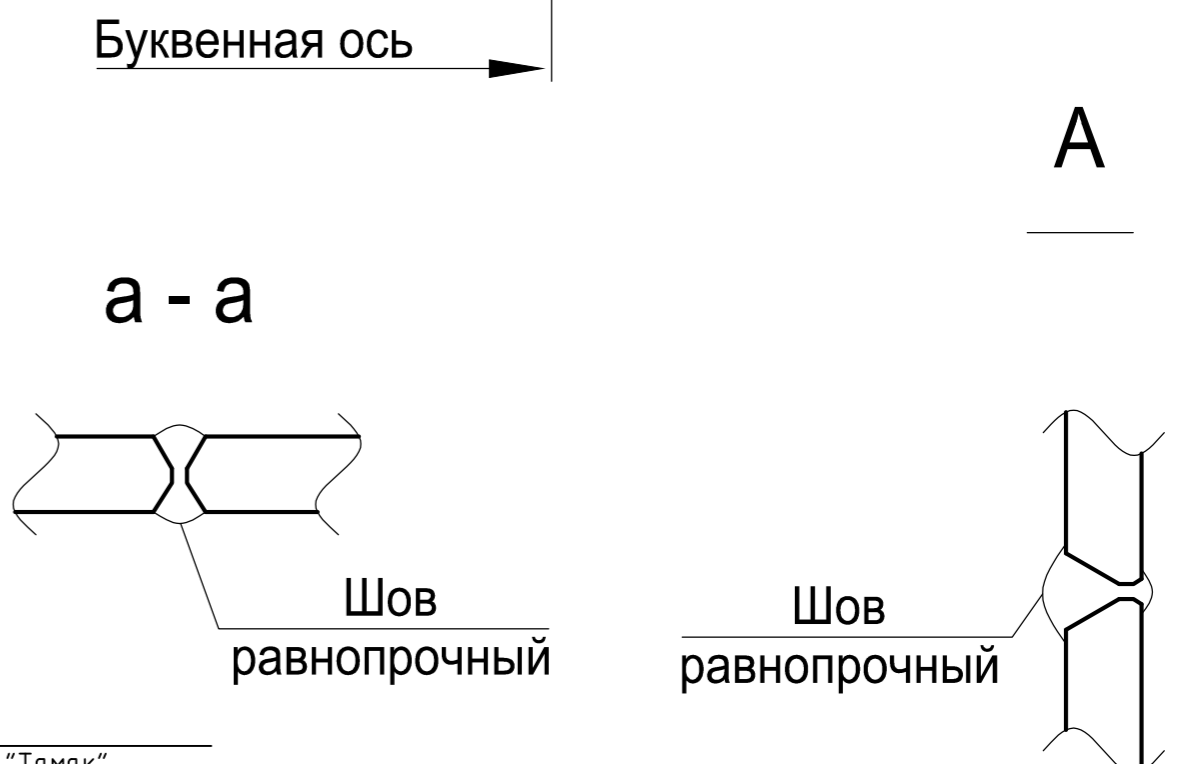
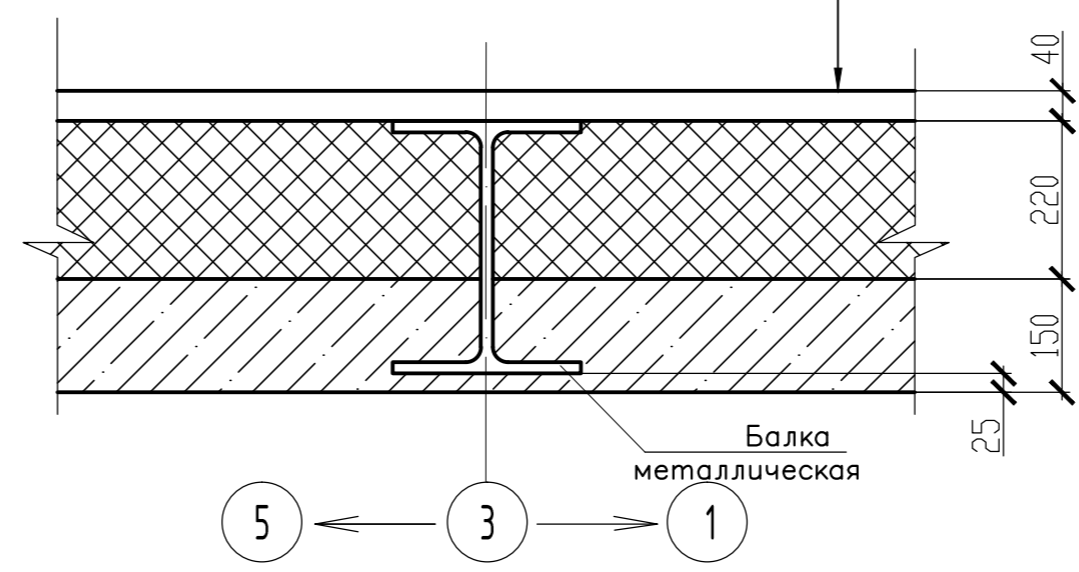
Узел сопряжения балки перекрытия с ЛЛУ



Монтажный стык колонн  
(постоянное сечение)



Узел решения перекрытия



Примечания:  
1. Гофростенку балки перекрытия на опоре выпрямить.  
2. Катет сварных швов кроме оговоренных принимать по таблице 38 СП16.13330.2011.

PRO_K_И_001135					
Жилой многоквартирный дом со встроенным дошкольным учреждением (детский сад)					
Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Разраб.					
Проб.					
Т.Контр.					
Н.контр.					
Умб.					
Steel2Real				Стандия	Лист
Типовые узлы.				9	Листов