

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт
институт
Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
 С.В. Деордиев
подпись инициалы, фамилия
« ____ » _____ 20 __ г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

В виде _____ проекта
проекта, работы

08.03.01. «Строительство»
код, наименование направления

Диагностика технического состояния и усиление строительных
конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира
10, стр. 1 в г. Красноярске
тема

Руководитель _____
подпись, дата

доцент, к.т.н. каф. СКиУС
должность, ученая степень

А.А. Юрченко
инициалы, фамилия

Выпускник _____
подпись, дата

Н.С. Москвитина
инициалы, фамилия

Красноярск 2021

РЕФЕРАТ

Бакалаврская работа по теме «Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира 10, стр. 1 в г. Красноярске» содержит 157 страниц текстового документа, 4 приложения, 47 использованных источников, 7 листов графического материала.

РЕКОНСТРУКЦИЯ, ОБЩЕСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ, РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕНИЕ КОЛОНН, СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ, ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА, ОБЪЕКТНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН, ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ.

Объект разработки – 4-х этажное железобетонное здание торгового дома по пр. Мира 10, стр. 1 в г. Красноярске.

Цель проекта: разработать пакет проектно-сметной документации для реконструкции 4-х этажного здания.

Задачи, поставленные в соответствии с целью:

- обосновать необходимость реконструкции данного объекта;
- произвести расчеты, требуемые по заданию;
- подвести итоги.

Актуальность работы заключается в необходимости реконструкции данного объекта для улучшения жизни жителей города и увеличения конкуренции в области торговли.

В результате были разработаны объемно-планировочные и конструктивные решения, произведена диагностика строительных конструкций, разработано усиление колонн и диафрагм жесткости, разработана технологическая карта, запроектирован объектный строительный генеральный план и рассчитана сметная стоимость.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	11
1 Архитектурно-строительный раздел.....	12
1.1 Общие данные	12
1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства	12
1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства.....	12
1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства	12
1.2 Схема планировочной организации земельного участка.....	13
1.2.1 Характеристика земельного участка предоставленного для размещения объекта капитального строительства.	13
1.2.2 Обоснование схем транспортных коммуникаций, обеспечивающих внешний и внутренний подъезд к объекту капитального строительства.	14
1.3 Архитектурные решения	14
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.	14
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.	14
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства..	15
1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.	15
1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	16
1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия	16
1.3.7 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров.	17
1.4 Конструктивные и объёмно-планировочные решения	17
1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.	17

					БР-08.03.01.01 ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г.Красноярске	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Москвитина Н.С.						8	157
Руководитель	Юрченко А.А.					СКиУС		
Н. контр	Юрченко А.А.							
Зав. кафедр.	Деордиев С.В.							

1.4.2	Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы принятые при выполнении расчётов строительных конструкций.	18
1.4.3	Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.	18
1.4.4	Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объектов капитального строительства.	18
1.4.5	Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций.	19
1.4.6	Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих снижение шума и вибраций.	19
1.4.7	Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих гидроизоляцию и пароизоляцию помещений.	19
1.4.8	Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий.	19
1.4.9	Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.	20
2	Расчетно-конструктивный раздел	21
2.1	Методика обследования	21
2.2	Результаты технического обследования	22
2.3	Усиление колонн	27
2.4	Расчет диафрагм жесткости	78
2.4	Обоснование проектных решений	80
3	Расчет фундаментов	81
3.1	Исходные данные	81
3.1.1	Топографические, инженерно-геологические, гидрогеологические условия участка строительства	81
3.1.2	Физико-механические свойства грунтов	83
3.2	Обоснование проектных решений	85
3.3	Перечень мероприятий по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушения	86
3.4	Расчет несущей способности существующих железобетонных свайных фундаментов	86
3.5	Определение расчётных нагрузок на дополнительные сваи	89
3.6	Расчет допускаемых нагрузок на дополнительные сваи	85
3.7	Результаты расчетов	97
4	Технология строительного производства	99
4.1	Условия осуществления строительства	99
4.2	Работы подготовительного периода	100
4.3	Технологическая карта	101
4.3.1	Область применения	101
4.3.2	Общие положения	102
4.4	Организация и технология выполнения работ	102

4.4.1	Подготовительные работы	102
4.4.2	Основные работы	102
4.4.3	Заключительные работы.....	104
4.5	Требования к качеству работ	104
4.6	Потребность в материально-технических ресурсах	106
4.6.1	Выбор грузоподъемных механизмов	106
4.6.2	Материально-технические ресурсы	108
4.7	Техника безопасности и охраны труда	109
4.8	Технико-экономические показатели	110
4.8.1	Калькуляция затрат труда и машинного времени	110
5	Организация строительного производства.....	111
5.1	Область применения строительного генерального плана	110
5.2	Выбор грузоподъемных механизмов	110
5.3	Размещение грузоподъемных механизмов.....	110
5.4	Определение зон действия крана.....	110
5.5	Описание особенностей проведения работ в условиях стесненной городской застройки	110
5.6	Проектирование временных дорог и проездов	110
5.7	Обоснование размеров и оснащения площадок для складирования материалов, конструкций, оборудования	110
5.8	Потребность во временных зданиях и сооружениях.....	110
5.9	Расчет потребности в электроснабжении строительной площадки	110
5.10	Расчет потребностей во временном водоснабжении.....	110
5.11	Снабжение сжатым воздухом, кислородом и ацетиленом	110
5.12	Мероприятия по охране труда и технике безопасности	121
5.13	Мероприятия по охране окружающей среды.....	122
5.14	Расчет технико-экономических показателей стройгенплана	122
6	Экономика строительства	110
6.1	Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ.....	121
6.2	Анализ локального сметного расчета на усиление колонн	122
6.3	Технико-экономические показатели объекта реконструкции.....	122
	Заключение	122
	Список использованных источников	122
	Приложение А	132
	Приложение Б.....	136
	Приложение В.....	150
	Приложение Г	154

ВВЕДЕНИЕ

Реконструкция является одной из наиболее важных областей строительства. Она позволяет укрепить старые или аварийные здания и включить их в пользование общества.

Красноярск является наиболее крупным и развитым промышленным центром Восточной Сибири. Современный Красноярск представляет собой крупный промышленный, транспортный, научный и культурный центр Восточной Сибири.

Красноярск наращивает демографический, экономический, инвестиционный и научный потенциал. Политика города направлена на развитие предпринимательской деятельности, в связи с этим открываются организации по удовлетворению социальных потребностей города.

В красноярском крае существует большое количество хозяйствующих субъектов торговли. Согласно данным Красноярскстата на конец 2020 года насчитывается 4637 организаций, осуществляющих торговлю автотранспортными средствами и мотоциклами; 21004 индивидуальных предпринимателей, осуществляющих розничную торговлю (кроме торговли автотранспортными средствами и мотоциклами); 11 розничных рынков. В Красноярске на 31 декабря 2019 года насчитывается 3383 магазина, из которых 116 – гипермаркеты и супермаркеты, 785 – минимаркеты, 1711 – павильоны, 321 – аптеки и аптечные магазины, 661 – палатки, киоски.

Реконструируемый объект имеет достаточно большую площадь и весьма выгодное географическое расположение, так как расположен в центре города.

Реконструкция данного торгового дома выгодно скажется на условии жизни жителей, так как вырастет возможность приобретения необходимых товаров, увеличится ассортимент и выбор. Так же появившаяся конкуренция заставит другие торговые точки расти и развиваться, предоставлять покупателям более качественные и выгодные товары.

Целями бакалаврской работы являются разработка архитектурных решений, диагностика и усиление железобетонных конструкций, расчет и усиление свайного фундамента, разработка технологической карты на усиление колонн стальными обоями, разработка объектного строительного генерального плана, а также расчет стоимости строительства.

В данной бакалаврской работе были выполнены следующие разделы для достижения поставленных целей: архитектурно-строительный; расчетно-конструктивный; технология строительного производства; организация строительного производства; экономика строительства.

При разработке проекта была использована нормативная документация (ГОСТы, СП, СТО, ФЕРы, МДС) и программные комплексы Microsoft Office, SCAD, AUTOCAD.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Общие данные

1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.

Выпускная квалификационная работа заключается в разработке проекта на диагностику технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира 10, стр.1 в г. Красноярске.

Исходные данные для разработки проекта:

- задание на проектирование;
- техническое заключение по результатам обследования технического состояния строительных конструкций нежилого здания по адресу: г. Красноярск, Центральный район, пр. Мира, 10, строение №1 №П-712-2012-2463000604-31 от 23 ноября 2012 г.;
- технический отчет об инженерно-геологических изысканиях.

1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства.

Функциональное назначение реконструируемого здания – общественное.

Основное назначение здания – офисное.

Технические характеристики здания:

Уровень ответственности объекта - КС-2;

Коэффициент надежности по ответственности - 1,0;

Степень огнестойкости здания - II;

Класс функциональной пожарной опасности – Ф4.3 офисы;

Класс конструктивной пожарной опасности - С0;

1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства.

Таблица 1.1 – Техничко-экономические показатели проектируемого объекта

Наименование	Единица измерения	Показатель
Количество этажей	этаж	4
Высота этажа	м	4,2
Площадь застройки	кв. м	2661,9
Общая площадь В том числе:	кв. м	9 632,8
- 1-3 этажи	кв. м	2146,2
- цокольный этаж	кв. м	2391,2
- технический этаж	кв. м	1338,1
Строительный объем В том числе:	куб. м	38 410

Окончание таблицы 1.1

- 1-3 этажи	куб. м	27042
- цокольный этаж	куб. м	8130
- технический этаж	куб. м	3238

1.2 Схема планировочной организации земельного участка

1.2.1 Характеристика земельного участка предоставленного для размещения объекта капитального строительства.

Земельный участок объекта капитального строительства расположен: Российская Федерация, Красноярский край, г. Красноярск, пр. Мира 10, стр.1.

Климатический район строительства - 1В.

Климат Красноярска и его окрестностей резко континентальный, он характеризуется продолжительной малоснежной зимой, коротким теплым летом, короткой сухой весной с поздними возвращениями холодов (заморозками), непродолжительной осенью с ранними заморозками и частыми возвратами тепла. В течение большей части года преобладает циклоническая форма циркуляции. Влиянием сибирского антициклона зимой определяются устойчивые зимние морозы. Среднегодовая температура воздуха в Красноярске положительная и составляет 0.5-0.6°С.

Годовая сумма осадков составляет 454 мм, большая часть из них выпадает в летний период. Осадки летом носят преимущественно ливневой характер.

Снежный покров устанавливается в начале первой декады ноября и сходит в конце третьей декады апреля. Средняя его высота на конец зимы составляет около 30 см. В отдельные малоснежные зимы почва промерзает до глубины 253 см, а нулевые температуры проникают до глубины 320 см.

Преобладающее направление ветра – юго-западное. Наибольшие скорости ветра чаще наблюдаются весной.

Расчетная температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 составляет минус 37°С, с обеспеченностью 0.98 - минус 40°С.

Средняя температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 составляет минус 42°С [4].

Снеговой район III, нормативная снеговая нагрузка $S_g=1,5$ кН/м² [5].

Ветровой район III, нормативное значение ветрового давления 0,38 кПа [5].

Гололедный район III с толщиной стенки гололеда 10 мм [5].

Фоновая сейсмичность площадки изысканий принята на уровне 6 баллов по шкале MSK-64 (карта ОСР-97-А).

1.2.2 Обоснование схем транспортных коммуникаций, обеспечивающих внешний и внутренний подъезд к объекту капитального строительства.

Здание торгового дома расположено в Центральном районе города Красноярска с развитой транспортной инфраструктурой.

Проезд транспорта будет осуществляться по существующим дорогам города Красноярска в соответствии с транспортной схемой района.

1.3 Архитектурные решения

1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.

Торговый дом представляет собой четырехэтажное железобетонное здание, включающее цокольный и технический этажи. Здание со стенами, выполненными из стеновых панелей из легкого бетона, и витражными конструкциями. Колонны каркаса – сборные железобетонные с размерами поперечного сечения 300х300мм, одно и двухконсольные. Перегородки выполнены из кирпича.

Здание имеет прямоугольную в плане форму, габариты в осях составляют 48,0 х 48,0 м.

Высоты этажей обусловлены их функциональным назначением и составляют:

цокольный этаж - 3,4 м;

1-й этаж - 4,2 м;

2-й этаж - 4,2 м;

3-й этаж - 4,2 м;

технический этаж - 2,3 м;

Высота парапета кровли составляет 780 мм.

1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.

Здание проектируется как общественный торговый центр.

Вход в здание ориентирован на площадь Мира, подъезд к зданию может осуществляться как с проспекта Мира, так и с улицы Ленина. Через главный вход посетители попадают на первый этаж торгового дома.

На другие этажи можно подняться по лестнице. В разных частях здания расположено три лестницы, с помощью которых посетители могут перемещаться по зданию.

На первом, втором и третьем этажах расположены санузлы для посетителей.

Цокольный этаж предназначен для размещения гардероба, санитарно-бытовых и технических помещений.

1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.

Фасад выполнен из фасадной керамогранитной плитки светлых тонов, что играет важную роль в визуальном сочетании с существующими зданиями. Также используются витражные системы и большое количество окон, что оказывает положительный эффект на внешний облик здания.

1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.

Для отделки помещений используются материалы, отвечающие санитарно-эпидемиологическим нормам и имеющие соответствующее заключение.

Внутренние двери выполнены из дерева и стекла.

Перегородки выполняются из кирпича, затем штукатурятся и шпаклюются.

Стены окрашены акриловыми красками светлых оттенков по подготовленной поверхности.

В санузлах потолки покрыты водоэмульсионной краской, стены облицованы керамической плиткой. Полы также выполнены из керамической плитки.

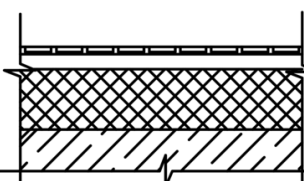
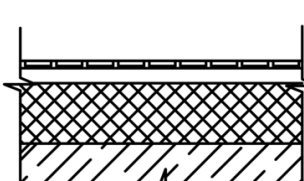
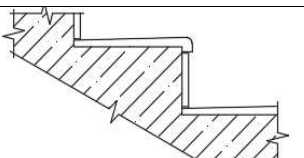
Ведомость отделки помещений приведена в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Ведомость отделки помещений

Наименование помещений	Отделочные материалы
Лестничные клетки	Стены — окраска силикатным покрытием на всю высоту на 2 раза (КМ0); Потолки — покраска (КМ0) силикатным покрытием
Сан. узлы, кладовая	Стены – керамическая плитка на всю высоту; Потолки – подвесные
Помещения свободного назначения	Стены — окраска водоэмульсионной краской; Потолки — подвесные

Полы покрыты керамической плиткой с противоскользящим эффектом. Экспликация полов приведена в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Экспликация полов

Номер помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м ²
Помещения свободного назначения, санузлы	1		Керамическая плитка по ГОСТ Р 57141-2016 на клею – 10 мм Стяжка из цементно-керамзитового раствора с греющим элементом – 50 мм Полиэтиленовая пленка Теплоизоляционные плиты «Пеноплэкс», марки 35 – 200 мм Пароизоляция "Изоспан А" Многopустотная плита перекрытия 220мм	6037,67
Помещения цокольного этажа	2		Керамическая плитка по ГОСТ Р 57141-2016 на клею – 20 мм Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора марки М150 47 мм Полиэтиленовая пленка Теплоизоляционные плиты «Пеноплэкс», марки 35 – 200 мм Пароизоляция "Изоспан А" Многopустотная плита перекрытия 220 мм	2391,2
Лестничные клетки, крыльцо	3		Керамогранитная плитка с шероховатой поверхностью по ГОСТ Р 57141-2016 на клею – 10 мм Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 – 20 мм Железобетонная площадочная плита	434,52
Ступени крыльца	4		Морозоустойчивая керамическая плитка с шероховатой поверхностью по ГОСТ Р 57141-2016 на клею – 10 мм	36,0

1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.

Все помещения обеспечены естественным освещением в соответствии с гигиеническими требованиями [СанПиН 2.2.1/2.1.1.1278-03] через оконные проемы и витражные конструкции.

Проектные решения удовлетворяют требованиям СП 52.13330.2016 «Естественное и искусственное освещение».

1.3.6. Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.

Обеспечение необходимой звукоизоляции помещений обеспечивается применением материалов и конструкций с хорошими звукоизоляционными

свойствами. Стены и перегородки не имеют сквозных пор, так как выполнены из плотных материалов.

Шум в помещениях имеет допустимые значения.

1.3.7 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров.

Декоративно-художественная и цветовая отделка помещений выполнена в светлых тонах, тем самым происходит поддержание комфортного психологического и эмоционального состояния посетителей.

1.4 Конструктивные и объёмно-планировочные решения

1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.

Район строительства г. Красноярск, Красноярский край.

По [4] данный район характеризуется следующими природно-климатическими данными:

- Среднегодовая температура воздуха +1,2°C;
- Абсолютная максимальная температура воздуха +37°C;
- Средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца +25,8°C;
- Абсолютная минимальная температура воздуха -48°C;
- Температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 -42°C;
- Температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,92 -39°C;
- Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 -37°C;
- Средняя температура воздуха:
 - наиболее холодного месяца -16°C;
 - наиболее теплого месяца +18,7°C;

Климат Красноярска характеризуется как резко континентальный, с жарким летом, убойной зимой и резким перепадом суточных температур.

Климатический район для строительства – I, подрайон IV, по [4].

Согласно [5]:

- Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли составляет 1,5 кН/м² (152,9 кгс/м²) – III снеговой район;
 - Нормативное ветровое давление составляет 0,38 кПа (38 кгс/м²) – III ветровой район;
 - Толщина стенки гололеда составляет 10 мм – III гололедный район.
- Сейсмичность – до 6 баллов согласно [СП 14.13330.2018].

1.4.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы принятые при выполнении расчётов строительных конструкций.

Конструктивная схема каркасная в конструкциях серии ИИ-04. Каркас решен по связевой схеме с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. Пространственная устойчивость здания обеспечивается системой вертикальных устоев, объединенных горизонтальными дисками перекрытий. Вертикальными устоями служат сборные железобетонные диафрагмы жесткости и колонны.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 151,190.

Фундаменты здания - свайные, с забивными сваями сечением 300х300мм и монолитными железобетонными ростверками.

Стены наружные - стеновые панели из легкого бетона, толщиной 400 мм.

Внутренние стены и перегородки – полнотелый кирпич К-р-по 250х120х65/1НФ/100/2.0/35/ГОСТ 530-2012 на растворе марки 50, толщиной 120мм.

Перекрытия - сборные железобетонные, из многопустотных плит толщиной 220 мм, монолитных участков по железобетонным ригелям.

Колонны каркаса с размерами поперечного сечения 300х300мм, одно и двухконсольные.

Ригели сборные железобетонные с высотой сечения 450мм с поперечным и продольным расположением.

Диафрагмы жесткости — сборные железобетонные панели толщиной 140мм.

Лестницы сборные из железобетонных элементов заводского изготовления (лестничные марши с полуплощадками).

1.4.3 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.

Здание имеет технический этаж, с расположенными в нем инженерными коммуникациями и помещениями технического назначения.

Фундаменты – свайные, с забивными сваями сечением 300х300мм и монолитными железобетонными ростверками.

1.4.4 Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объектов капитального строительства.

Объемно-планировочные решения здания определены функциональным назначением здания. Проектируемым объектом является общественное здание, 4-х этажное железобетонное здание «Торгового дома», имеющее технический и цокольный этажи.

1.4.5 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций.

Тепловая защита здания разработана согласно требованиям [8]. Соблюдение требуемых теплозащитных характеристик обеспечивается использованием современных эффективных теплоизоляционных материалов. Толщина утеплителя принята согласно теплотехническому расчету.

Теплотехнический расчет ограждающих конструкций приведен в Приложении А.

1.4.6 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих снижение шума и вибраций.

Обеспечение необходимой звукоизоляции помещений обеспечивается применением материалов и конструкций с хорошими звукоизоляционными свойствами.

1.4.7 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих гидроизоляцию и пароизоляцию помещений.

Гидро- и пароизоляция конструкций выполнена с учетом обеспечения долговечности конструкций в течение срока их эксплуатации.

Бетонные конструкции, находящиеся под землей, покрыты битумно-полимерной обмазочной гидроизоляцией.

В конструкциях полов цокольного этажа и потолка технического этажа предусмотрено устройство пароизоляции.

1.4.8 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий.

Все помещения оснащены естественным и искусственным освещением.

Искусственное освещение обеспечивают достаточное равномерное освещение всех помещений.

В основных помещениях предусмотрено преимущественно люминесцентное освещение.

В здании предусмотрено выполнение контура защитного заземления.

Для защиты розеточной сети, а также наружных электрических сетей использованы УЗО на ток утечки 30мА.

Для защиты от молний все металлические части конструкций заземляются.

1.4.9 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.

Степень огнестойкости здания - II;

Класс функциональной пожарной опасности - Ф4.3 офисы;

Класс конструктивной пожарной опасности - С0;

Подъезд пожарных автомобилей осуществляется со стороны улицы Ленина.

Ближайшая пожарная часть расположена по адресу ул. Ленина, 59 в 2,2 км от реконструируемого здания.

Источником водоснабжения выступает существующая водопроводная сеть. В помещениях, коридорах, а также на лестничных клетках предусмотрены системы первичного пожаротушения.

Несущие конструкции выполнены из негорючих материалов, материалы, применяемые в интерьере, имеют необходимые сертификаты по пожарной безопасности.

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Методика обследования

При проведении обследования строительных конструкций здания использовались визуальные и инструментальные методы.

Обследование строительных конструкций здания и сооружений выполняли по следующей схеме:

- натурный осмотр строительных конструкций, определение общего пространственного положения, типа конструкций;
- выявление дефектов и повреждений;
- оценка состояния строительных конструкций здания.

При обследовании внимание уделялось выявлению в несущих и ограждающих конструкциях, а также в их частях и элементах различных дефектов (трещин, раковин, сколов и др.), особое внимание уделялось основным, наиболее опасным дефектам, которые могут быть причиной обрушения несущих конструкций и вызвать аварийное состояние здания. Кроме этого обращали внимание на ошибки, допущенные при проектировании и возведении здания, приводящие к снижению несущей способности конструкций, к ненадежности общей пространственной устойчивости конструктивных систем или их отдельных элементов.

При осмотре и выявлении неисправностей железобетонных конструкций отмечали в первую очередь возможные осадки и общие деформации, отклонение конструкций от проектного положения, нарушение целостности защитного слоя бетона и конструкций в целом. С целью освидетельствования фундаментов были пройдены 5 шурфов.

Состояние конструктивных элементов и степень их повреждения оценивали согласно указаниям ГОСТ 31937-2011 (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Категории технического состояния конструктивных элементов

Категория технического состояния по ГОСТ 31937-2011	Характеристика
Нормативное	Количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений, включая состояние грунтов основания, соответствуют установленным в проектной документации значениям с учетом пределов их изменения.
Работоспособное	Некоторые параметры не отвечают требованиям проекта или норм, но имеющиеся нарушения требований в конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и необходимая несущая способность конструкций и

Окончание таблицы 2.1

	грунтов основания с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений обеспечивается.
Ограниченно работоспособное	Имеются крены, дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, потери устойчивости или опрокидывания, и функционирование конструкций и эксплуатация здания или сооружения возможны либо при контроле (мониторинге) технического состояния, либо при проведении необходимых мероприятий по восстановлению или усилению конструкций и (или) грунтов основания и последующем мониторинге технического состояния (при необходимости).
Аварийное	Имеются повреждения и деформации в строительных конструкциях или здания и сооружения в целом, включая состояние грунтов основания, свидетельствующие об исчерпании несущей способности и опасности обрушения и (или) характеризующиеся кренами.

2.2 Результаты технического обследования

Колонны – сборные железобетонные по серии ИИ-04 сечением 300х300мм, со скрытыми консолями для опирания ригелей. Сетка колонн бхбм. В колоннах обнаружены следующие дефекты:

- наклонные трещины по консолям (9шт.) шириной раскрытия до 1мм в осях б/Д, б/Ж;
- вертикальные трещины по консолям (9шт.) шириной раскрытия до 1мм в осях 2/Е, б/Д, 3/Е;
- оголение рабочей арматуры по стыкам колонн;
- коррозия стальных консолей в узлах (13 узлов);
- отслоение штукатурного слоя;
- сколы бетона ребер колонн на глубину до 100мм.

В колонне техэтажа (верхний ярус) в осях Д/б зафиксирована трещина в консоли колонны шириной раскрытия 0,5 мм.

Из результатов замеров прочности бетона колонн следует, что прочность бетона не ниже проектной М400. Прочность бетона замоноличивания стыков в объеме 70% колонн ниже проектной марки М200.

Для контроля результатов прибора неразрушающего действия ИПС-МГ4.03 прочность бетона также определялась методом отрыва со скалыванием в соответствии с ГОСТ 22690-2015. Испытания производились на техническом этаже в осях Д/7, Г/8.

С целью определения фактического армирования колонн были выполнены вскрытия арматуры вышележащего и нижележащего ярусов колонн в зоне стыка, проведены замеры диаметров арматуры.

По результатам вскрытия арматуры колонн цокольного этажа выявлено, что около 50% колонн имеют марку КНР-342-28, КНР-333-28, КНК-342-28, КНК-333-28, КНК-333-17 что соответствует проектным маркам. Марка остальных 50% колонн не соответствует проектной, диаметр рабочих стержней колонн составляет 36мм вместо 40мм.

Марки колонн 1 этажа соответствуют проектным маркам КСР-342-23, КСК-342-23, КСК-342-14 за исключением колонны в осях Б/3, которая имеет марку ниже проектной, диаметр рабочих стержней колонн составляет 20мм вместо 32мм.

Марки колонн 2 этажа соответствуют проектным КСК-342-14, КСР-342-17, КСР-342-14. Марки колонн 3 этажа соответствуют проектным маркам КСР-342-14, КСК-342-14, КВК-342-14, КВР-342-14. Марки колонн техэтажа КВР-324-14, КВК-324-14-8 также соответствуют проектным маркам.

В результате вскрытия стыков колонн выявлено, что сварка арматурных стержней верхнего и нижнего ярусов стыковая. Толщина защитного слоя бетона около 30% верхних и нижних ярусов колонн превышает предельно допустимые значения +10мм и -5мм. Максимальная разница защитных слоев вышележащего и нижележащего яруса в зоне стыка составляет до 27,5мм. Для стыковки отдельные арматурные стержни смежных ярусов в зоне стыка изогнуты (рисунок 2.1).

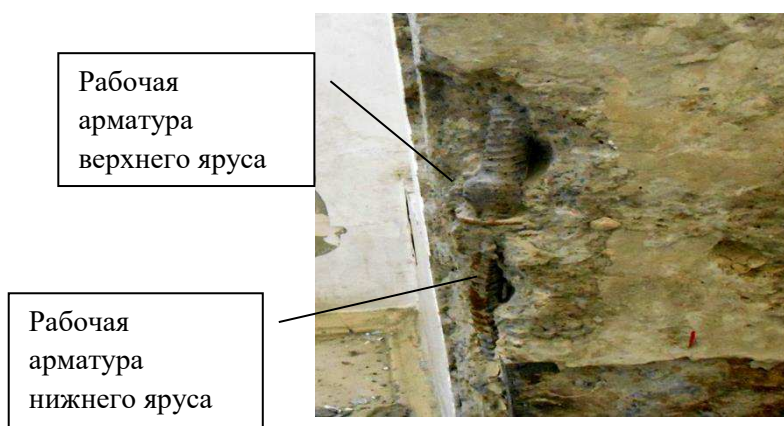


Рисунок 2.1 - Вскрытый стык колонн в осях Д/10 на 3 этаже

Около 90% колонн имеют сверхнормативные отклонения от совмещения ориентиров (рисок геометрических осей) в нижнем и верхнем сечении колонн. Максимальное отклонение в верхнем и нижнем сечении колонн составляет до 60мм, что больше предельно допустимого отклонения в нижнем сечении колонны, равного 10мм, и в верхнем сечении колонн, равного 15мм.

Разница высотных отметок колонн составляет до 277мм, что значительно превышает предельно допустимое значение 12мм. Наибольшая разница высотных отметок отмечена в середине здания в осях Ж-Г/4-6, возникшая в результате неравномерных осадок фундаментов.

О неравномерных осадках фундаментов свидетельствуют повреждения колонн в виде вертикальных трещин в консолях.

Перекрытия и покрытие

Перекрытия сборные железобетонные выполнены из многопустотных плит толщиной 220мм, монолитных участков по железобетонным ригелям и диафрагмам жесткости в осях 2-3/Д, 7-8/Д, 5-6/Е, 5-6/Г, 5/В-Г, 5/Д-Е с цокольного по 3-й этажи.

Покрытие сборное железобетонное выполнено из многопустотных плит толщиной 220мм и монолитных участков по железобетонным ригелям, совмещенное с кровлей. Кровельный ковер на битумном связующем, малоуклонный.

Ригели

Ригели сборные железобетонные, уложены вдоль цифровых осей. Из результатов замеров прочности бетона ригелей следует, что прочность бетона не ниже проектной М400.

Установлено, что ригели повреждены трещинами в опорной и приопорной зонах. Данный вид дефектов также свидетельствует о неравномерных осадках фундаментов.

Диафрагмы жесткости

Диафрагмы жесткости сборные железобетонные, толщиной 140мм по серии ИИ-04. Диафрагмы жесткости выполнены в осях 2-3/Д, 7-8/Д, 5-6/Е, 5-6/Г, 5/В-Г, 5/Д-Е с цокольного по 3-й этажи. На техническом этаже диафрагмы жесткости отсутствуют. Соединения диафрагм между собой, с колоннами и ригелями выполнены на сварке через закладные и монтажные детали. Узлы обетонированы. Дефектов, снижающих несущую способность диафрагм жесткости, не зафиксировано.

В результате вскрытия арматуры и замеров прочности бетона следует, что марка диафрагм соответствует проектным Д-28-42, Д2-28-42, Д2-28-42п, Д2-28-33, Д2-28-33п, прочность бетона не ниже проектной М300.

Лестницы

Лестницы сборные из железобетонных элементов заводского изготовления (лестничные марши с полуплощадками). В здании предусмотрены три лестницы:

- в осях Ж-И/2-3 с выходом на ул. Ленина;
- в осях Л-М/7-8 с выходом на пр. Мира;
- в осях Б-В/7-8 с 1-го по 3-й этажи.

Существенных дефектов и повреждений в лестницах не отмечено.

Фундаменты

Фундаменты свайные, из забивных свай сечением 300x300мм, объединенных монолитными железобетонными ростверками, с кустами из двух, трех свай. Согласно проектной документации длина свай составляет 4м.

Контрольный отказ свай не указан.

С целью освидетельствования фундаментов были пройдены 5 шурфов в осях Е/2, Ж/3, Е/6, Д/6, В/1.

При вскрытии фундаментов повсеместно отмечена просадка грунта под подошвой ростверков на различную величину, при этом нагрузка от ростверков передается только на сваи.

Произведено вскрытие арматуры монолитных ростверков.

В результате вскрытия арматуры установлено, что ростверки армированы сварной сеткой, с диаметром продольных и поперечных стержней 14АШ мм, шаг продольных и поперечных стержней 200 мм. Толщина защитного слоя 45-90 мм. Армирование ростверков соответствует проектному.

Прочность бетона ростверков не ниже проектной М300.

В осях Е/6 отмечено разрушение бетона одной сваи свайного куста в месте ее сопряжения с ростверком. В осях Д/6 арматурные стержни одной из свай в месте заделки сваи в ростверк оголены и изогнуты (рисунок 2.3), защитный слой разрушен (рисунок 2.2), в результате чего одна свая из трех свай в кусте, в осях Е/6 и Д/6 исключена из работы.



Рисунок 2.2 - Разрушение бетона сваи в осях Е/6



Рисунок 2.3 - Деформация рабочей арматуры сваи в месте заделки в ростверк

Дефекты и повреждения строительных конструкций свидетельствуют о неравномерных осадках фундаментов. Согласно исполнительной схеме высотного положения колонн и проведенному освидетельствованию фундаментов наибольшие деформации фундаментов отмечены в середине здания, в осях Ж-Г/4-6.

Согласно проектной документации длина свай составляет 4 м. Исполнительной документации на строительство данного объекта не сохранилось. Согласно инженерно-геофизическим исследованиям, проведенным ООО «Фундамент», длина свай в осях Д/6 составляет 7,2 м. Принимаем для расчетов длину существующих свай 4 м.

По данным инженерно-геологических изысканий под острием свай находятся: в северо-западной и центральной части площадки пески мелкие, рыхлые, средней степени водонасыщения – ИГЭ-5; в южной и северо-восточной части площадки – крупнообломочные гравийные грунты с песчаным заполнителем ИГЭ-4.

По архивным данным инженерно-геологических изысканий, выполненных под окружающие объекты, установлено, что глубина залегания несущих галечниковых грунтов и мощность слоя насыпных грунтов не выдержаны и колеблются в значительных пределах.

По предпроектной проектной документации установлено, что на данной площадке пройдены всего две скважины, при нормируемом количестве не менее 5 скважин.

По результатам анализа предпроектной документации, результатов инженерно-геологических изысканий и дополнительного обследования установлено, что основной причиной значительных неравномерных осадок фундаментов, является недостаточная изученность сложных инженерно-геологических условий площадки строительства на стадии проектирования, вследствие чего в проектной документации приняты сваи недостаточной длины без назначения контрольного отказа. Кроме того, во всех вскрытых фундаментах отмечен брак при производстве работ (некачественная заделка свай в ростверк, отдельные свайные фундаменты, предусмотренные проектом, не выполнены).

Выводы:

При обследовании здания отмечены значительные дефекты такие как:

- марка 50% колонн цокольного этажа не соответствует проектной (армирование ниже проектного);
- прочность бетона замоноличивания стыков 70% колонн ниже проектной марки М200;
- сверхнормативные отклонения осей колонн от разбивочных осей;
- некачественное выполнение работ по устройству фундаментов;
- дефекты заводского изготовления колонн – сверхнормативные отклонения защитного слоя бетона, превышающие предельно допустимые значения согласно;

- наклонные и вертикальные трещины в консолях колонн, шириной раскрытия до 1мм;
- наклонные и вертикальные трещины в приопорных и опорных зонах ригелей, шириной раскрытия до 3мм;
- вертикальные трещины в пролете ригелей, шириной раскрытия до 2,5мм;
- значительные неравномерные осадки фундаментов.

Согласно ГОСТ 31937-2011 техническое состояние ригелей, колонн в уровне цокольного, 1-го, 2-го и 3-го этажей в осях И-К/2-10, Б-В/2-10, Г-Ж/2-3, Г-Ж/7-10, колонн техэтажа в осях Ж/4, Ж/5, Г/5, Ж/6, Д/6 - оценивается как *ограниченно-работоспособное*.

Согласно ГОСТ 31937-2011 техническое состояние фундаментов, конструкций колонн с уровня цокольного этажа до уровня 3-го этажа (включительно) в осях Ж-Г/4-6 - *оценивается как аварийное*.

Рекомендации:

Выполнить укрепление фундаментов и усиление надземных конструкций здания.

Усиление колонн в уровне 1-го, 2-го и 3-го этажей в осях Б-Л/3-8, колонн цокольного этажа в осях А-М/2-10, колонн техэтажа в осях Ж/4, Ж/5, Г/5, Ж/6, Д/6 выполнить с помощью заключения их в либо железобетонные, либо в стальные обоймы.

2.3 Усиление колонн

Нагрузки определялись с учетом результатов обследования выполненного ООО Фундамент, отчета по обследованию ОАО «Научно-технический прогресс» и имеющейся проектной документацией.

Рассчитываемый каркас здания относится к типу связевых, у которых горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными связями, а на колонны передаются только вертикальные нагрузки.

У ригелей каркаса пролетами 6 метров предусмотрено частичное защемление на опорах. Это защемление создается парой сил – сжимающей, которая передается на нижние опорные закладные детали, и растягивающей, которая передается на верхние соединительные детали (рыбки), а от них – на верхнюю закладную деталь и далее на верхнюю продольную арматуру. Сечение рыбок подобрано таким образом, что при достижении предела текучести металла опорные изгибающие моменты $M_{оп}$ составляют 5,5 тм и более не растут – на опорах образуется пластический шарнир.

Определение усилий в колоннах выполнялось с помощью расчета плоских рам в программном комплексе SCAD. В расчете были учтены фактические отклонения колонн в ключевых точках ярусов колонн (стыков ярусов колонн).

Сбор нагрузок на каркас здания представлен ниже.

Сбор нагрузок

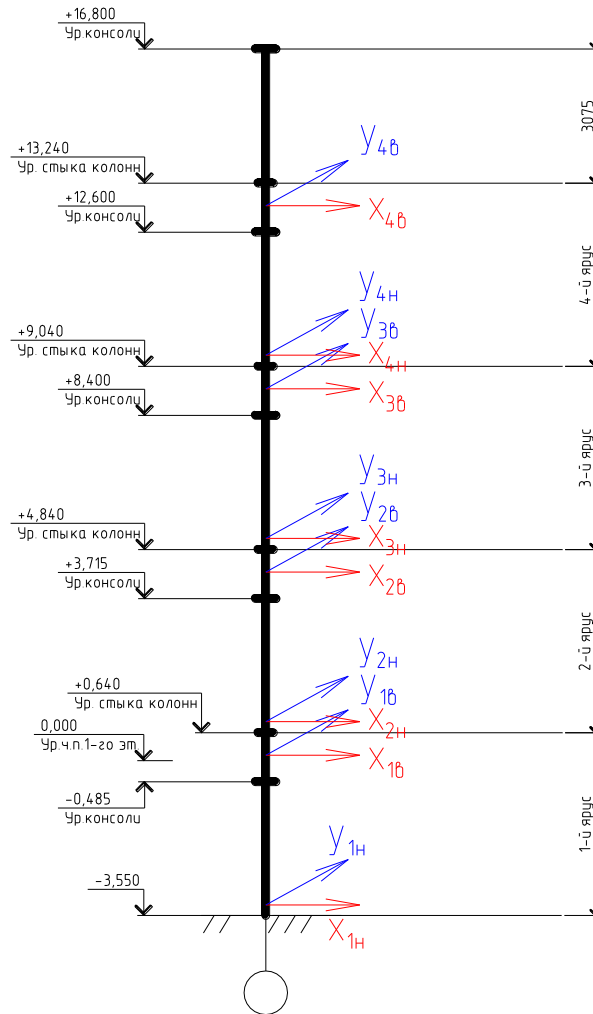


Рисунок 2.4 - Схема размещения ключевых точек в колоннах, в которых выполнялось измерение отклонений колонн

Имена нагрузжений приняты следующими:

- 1) Собственный вес;
- 2) Снеговая;
- 3) Нагрузка от пола, кровли и.т.п;
- 4) Временная во всех пролетах;
- 5) Временная в четных пролетах;
- 6) Временная в нечетных;
- 7) Стеновые панели;
- 8) Снеговой мешок;
- 9) —
- 10) Ветровая 1;
- 11) Ветровая 2;
- 12) Пульсационная 1;
- 13) Пульсационная 2.

После выполнения расчетных схем выполнялось задание расчетных сочетаний нагрузок с комбинацией одной из временных нагрузок.

Для парирования увеличенной нагрузки из-за высокой парусности здания были предусмотрены диафрагмы жесткости, устроенные в пределах цокольного этажа, и с 1-го по 3-й этажи включительно, в осях К/5-6 и К/5-6.

Сбор нагрузок **Нагрузки от стеновых панелей и остекления** **Общие данные**

Согласно пояснительной записке серии ИИ-04-10 выпуск 6 «Монтажные узлы и детали панельных стен из легких и ячеистых бетонов»: ...Все поясные панели из легких бетонов над оконными проемом крепятся по низу на расстоянии 600 мм от уровня чистого пола горизонтальными связями из круглой стали $\varnothing 14A_I$, которые не воспринимают вертикальной нагрузки и рассчитаны только на горизонтальные усилия - 470 кг.

Вертикальную силу $P=3900\text{кг}$ воспринимает второе закрепление, расположенное на расстоянии 900мм от низа панели. В панелях высотой 1,5м, 1,8м, и 2,1м предусмотрено третье крепление по верху панелей, воспринимающее вертикальную нагрузку $P=1700\text{кг}$ и горизонтальное усилие - 1400 кг. Закладные детали в этих стеновых панелях находятся на расстоянии 0м, 0,9м и 1,725 м...

В виду отсутствия необходимости строгого отслеживания скачков моментов по высоте колонн принимаем, что нагрузки от стеновых панелей прикладываются к ближайшим точкам расчетной модели рамы, если эти точки находятся в пределах 1м от истинного (серийного места приложения нагрузки). В противном случае нагрузку моделируем как нагрузку на стержень с указанием привязки этой нагрузки относительно начала стержня.

Расчетная схема приведена на рисунке 2.5.

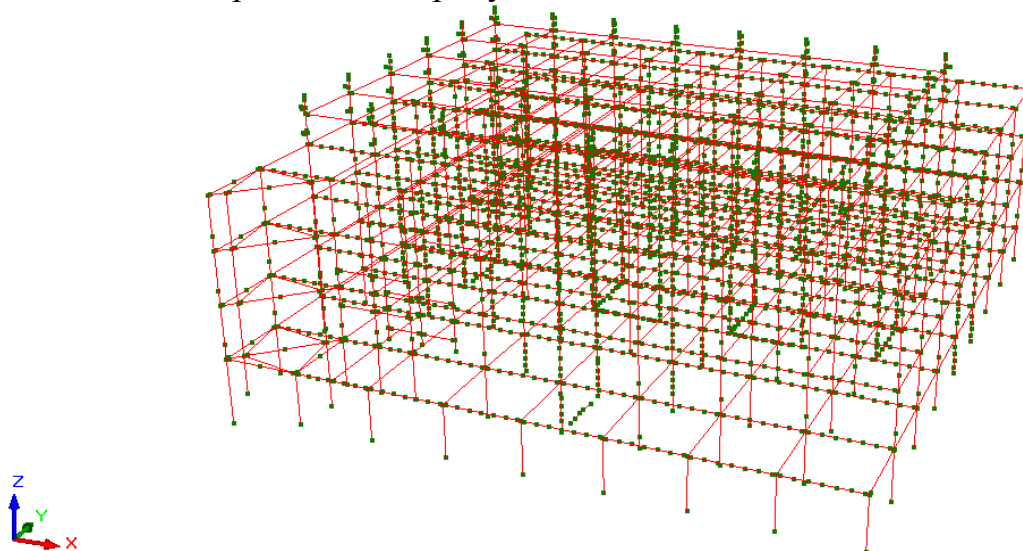


Рисунок 2.5 – Расчетная схема (от уровня ростверков до уровня покрытия)

Нагрузка от стеновых панелей устроенных в уровне техэтажа

Определение нагрузок от стеновых панелей технического этажа:

Масса ж.б. панели $M_{жб} = 3900$ кг.

Масса панели $b=1000$ мм; $M1 = 146$ кг. $(6 \cdot 1 \cdot 0.2 \cdot 105) + 20 = 146$ (где 20 - масса металла)

Масса панели $b=780$ мм; $M1 = 116$ кг. $(6 \cdot 0.78 \cdot 0.2 \cdot 105) + 17 = 146$ (где 17 - масса металла)

При подсчетах нагрузок от панелей техэтажа исходим из того, что:

- 1) Ж.б. панели крепятся к колонне посредством одной закладной детали.
- 2) Нижняя стеновая сэндвич панель ($b=1000$ мм) опирается на ж.б. панель.
- 3) Нижняя стеновая сэндвич панель ($b=780$ мм) опирается на колонну

через две верхние консоли.

$$F1 = 3900 + 146 = 4046 \text{ кг} = 39651 \text{ Н} \cdot 1.1 = 43616 \text{ Н}$$

$$F2 = 4046 / 2 = 2023 \text{ кг} = 19825 \text{ Н} \cdot 1.1 = 21807 \text{ Н}$$

$$F3 = 116 / 2 = 58 \text{ кг} = 568 \text{ Н} \cdot 1.1 = 625 \text{ Н}$$

$$F4 = F3/2 + F2 = 313 + 21807 = 22120 \text{ Н}$$

$$F5 = F3/2 = 313 \text{ Н}$$

$$F6 = F1 + F5 = 43929 \text{ Н}$$

Нагрузка от стеновых панелей и остекления устроенных по оси А

- в осях А/2-10 с отм. +12,000 м до отм. +13,300 м (1 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-13-3,5-1 согласно альбому V часть 2/1. Вес каждой стеновой панели – 2,990 тс;

- в осях А/2-3 и А/7-10 с отм. +7,800 м до отм. +9,100 м (1 шт по высоте) также устроены стеновые панели марки Н 60-13-3,5-1 согласно альбому V часть 2/1. Вес каждой стеновой панели – 2,990 тс;

- в осях А/3-7 с отм. +7,600 м до отм. +9,100 м (1 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-15-1 по серии ИИ-04-5 вып. 7. Вес каждой стеновой панели – 3,440 тс;

- в осях А/3-7 с отм. +7,000 м до отм. +7,600 м (1 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-6 по серии ИИ-04-5 вып. 7. Масса каждой стеновой панели – 1,380 тс;

- в осях А/8-10 с отм. +4,200 м до отм. +7,800 м (2 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-18 серия ИИ-04-5 выпуск 7 толщиной 350 мм с отм. +4,200 м до отм. +7,800 м (2 шт по высоте). Вес каждой стеновой панели – 4,13 тс.

В уровне низа остекления на отм. +9,100 м между колоннами устроена железобетонная оконная балка, которая воспринимает нагрузки от внутренней оконной рамы и передает эту нагрузку и собственный вес на колонну (рисунок 2.6)

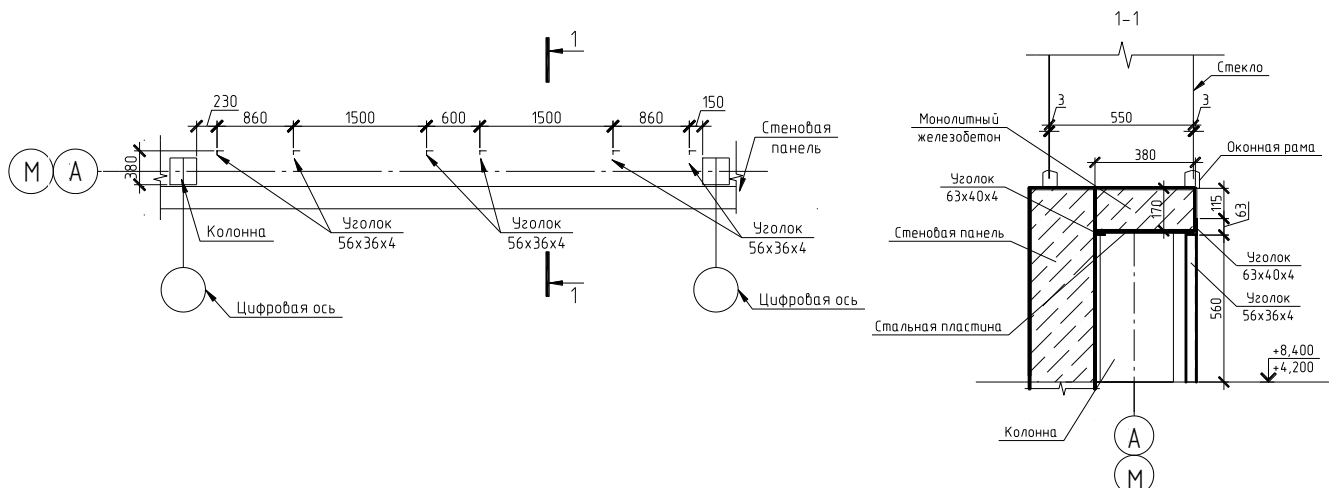


Рисунок 2.6 - Схема размещения конструктивных элементов под оконными проемами, располагаемые по оси А и М

Вес ленточного остекления с отм. +9,100м до отм. +12,000 м приходящийся на колонны с длины 6 м.

$$P = (12 - 9,1) \cdot 1,2 \cdot 70 \cdot 6 = 1461,6 \text{ кгс.}$$

Эта нагрузка собрана с двух оконных рам, передающих свою нагрузку на разные элементы. Вычислим нагрузку по отдельности для внутренней и внешней рамы.

$$P = 1461,6 / 2 = 730,8 \text{ кгс.}$$

Расчетная нагрузка, приходящаяся на колонны в осях А/3-8 на отм. +9,100 м от подоконной железобетонной балки и веса остекления на ней (передается без эксцентриситета на колонну)

$$P = 730,8 + 0,38 \cdot 0,17 \cdot 2500 \cdot 6 \cdot 1,1 = 1796,7 \text{ кгс.}$$

Нагрузка с внешней рамы (рама опирается на наружную стеновую панель и передает нагрузку на колонну с эксцентриситетом) при грузовой длине 6 м.

$$P = 730,8 \text{ кгс.}$$

Расчетная нагрузка, приходящаяся на колонны в осях А/2 и А/10 на отм. +9,100 м от подоконной железобетонной балки и веса остекления на ней

$$P = 0,5(730,8 + 0,38 \cdot 0,17 \cdot 2500 \cdot 6 \cdot 1,1) = 898,4 \text{ кгс.}$$

Кирпичная кладка расположенная под вышеописанными стеновыми панелями по оси А опирается на непосредственно на фундамент и не передает вертикальную нагрузку на колонны.

Суммарные расчетные нагрузки на колонны по оси А¹

Нагрузка по оси А/2:

$$P_{12,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,64 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,64 \cdot 0,345 = 0,57 \text{ тм.}$$

$$P_{9,1} = 0,9 \text{ тс.}$$

¹ Вес стеновых панелей (кроме парапетных) подсчитан с учетом веса штукатурки

$$P_{8,7} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2200 \cdot 1,3 + 0,7308 / 2 = 2,12 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 2,12 \cdot 0,345 = 0,76 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси А/10:

$$P_{12,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,64 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,64 \cdot 0,345 = 0,57 \text{ тм.}$$

$$P_{9,1} = 0,9 \text{ тс.}$$

$$P_{8,7} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2200 \cdot 1,3 + 0,7308 / 2 = 2,12 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 2,12 \cdot 0,345 = 0,76 \text{ тм.}$$

$$P_{6,9} = 4,13 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ тс.}$$

$$M_{6,9} = 2,43 \cdot 0,345 = 0,84 \text{ тм.}$$

$$P_{5,1} = 4,13 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ тс.}$$

$$M_{5,1} = 2,43 \cdot 0,345 = 0,84 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси А/8:

$$P_{12,9} = 3,28 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 3,28 \cdot 0,345 = 1,14 \text{ тм.}$$

$$P_{9,1} = 1,8 \text{ тс.}$$

$$P_{8,7} = 4,24 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 4,24 \cdot 0,345 = 1,52 \text{ тм.}$$

$$P_{6,9} = 4,13 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ тс.}$$

$$M_{6,9} = 2,43 \cdot 0,345 = 0,84 \text{ тм.}$$

$$P_{5,1} = 4,13 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ тс.}$$

$$M_{5,1} = 2,43 \cdot 0,345 = 0,84 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси А/3 и А/7:

$$P_{12,9} = 3,28 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,14 \text{ тм.}$$

$$P_{9,1} = 1,8 \text{ тс.}$$

$$P_{8,7} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2200 \cdot 1,3 + 0,7308 / 2 = 2,12 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 2,12 \cdot 0,345 = 0,76 \text{ тм.}$$

$$P_{8,5} = 3,44 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 + 0,7308 / 2 = 2,39 \text{ тс.}$$

$$M_{8,5} = 2,39 \cdot 0,345 = 0,82 \text{ тм.}$$

$$P_7 = 1,38 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,3 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 0,6 = 0,81 \text{ тс.}$$

$$M_7 = 0,81 \cdot 0,345 = 0,28 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси А/4-6:

$$P_{12,9} = 3,28 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,14 \text{ тм.}$$

$$P_{9,1} = 1,8 \text{ тс.}$$

$$P_{8,5} = 4,78 \text{ тс.}$$

$$M_{8,5} = 1,64 \text{ тм.}$$

$$P_7 = 1,62 \text{ тс.}$$

$$M_7 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка от навесного вент фасада по оси А

В осях А/2-10 наружные стены облицованы фасадной системой Краспан Композит-St + утеплитель 140 мм. Определим узловые нагрузки, приходящиеся от навесного вент фасада:

В парапетной части:

По крайним осям 2 и 10

$$P_{12,\partial\partial} = 23,8 \cdot 1,3 \cdot 3 = 92,8 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\partial\partial} = 14,7 \cdot 1,3 \cdot 3 = 57,3 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 562113 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

По средним осям 3-8

$$P_{12,\text{с}\partial} = 23,8 \cdot 1,3 \cdot 6 = 185,6 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\text{с}\partial} = 14,7 \cdot 1,3 \cdot 6 = 114,7 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 1125207 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

С отм. +8,200м до отм. +9,100м включая нагрузку в простеночных частях (высотой 2,9м):

По крайним осям 2 и 10

$$P_{12,\partial\partial} = 92,8 + 23,8 \cdot 2,9 \cdot 0,6 = 134,2 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\partial\partial} = 57,3 + 14,7 \cdot 0,6 \cdot 2,9 = 82,9 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 813249 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

По средним осям 3-8

$$P_{12,\text{с}\partial} = 268,4 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\text{с}\partial} = 1626498 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Нагрузка от стеновых панелей и остекления устроенных по оси М

- в осях М/3-9 применены стеновые панели Н 60-15 серия ИИ-04-5 выпуск 13 толщиной 350 мм с отм. +13,200 м до отм. +16,200 м (2 шт по высоте). Вес каждой стеновой панели – 3,59 тс.

- с отм. +12,000 м до отм. +13,300 м (1 шт по высоте) в осях М/6-8 и М/1-3 устроены стеновые панели марки Н 60-13-3,5 выпуск 23. Вес каждой стеновой панели – 2,990 тс;

- с отм. +9,000 м до отм. +12,000 м и с отм. +4,900 до отм. +7,800 (2 шт по высоте) в осях М/8-10 и М/1-3 устроены стеновые панели марки Н 60-15 выпуск 13. Вес каждой стеновой панели – 3,59 тс;

- в осях М/3-6 с отм. +7,800 м до отм. +9,100 м и с отм. +3,600 до отм. +4,900 (1 шт по высоте) и в осях М/7-8, М/2-3 с отм. +1,000 до отм. +3,600 м (2 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-13-3,5 выпуск 23. Вес каждой стеновой панели – 2,990 тс;

- в осях М/6-10 и М/1-3 с отм. +7,800 м до отм. +9,000 м и с отм. +3,600 до отм. +4,800 (1 шт по высоте) и в осях М/7-8, М/2-3 с отм. -0,200 до отм. +1,000 м (1 шт по высоте) устроены стеновые панели марки Н 60-12 выпуск 7. Вес каждой стеновой панели – 2,750 тс.

Суммарные расчетные нагрузки на колонны по оси М

Нагрузка по оси М/10, М/1:

$$P_{12,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,64 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,64 \cdot 0,345 = 0,57 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 2,1 \cdot 0,345 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 2,1 \cdot 0,345 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{8,7} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/8:

$$P_{15,6} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,97 \text{ тс.}$$

$$M_{15,6} = 1,97 \cdot 0,345 = 0,68 \text{ тм.}$$

$$P_{14,1} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,97 \text{ тс.}$$

$$M_{14,1} = 1,97 \cdot 0,345 = 0,68 \text{ тм.}$$

$$P_{12,9} = 1,61 + 1,64 = 3,25 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 3,25 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{8,7} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,22 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{3,2} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{3,2} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{1,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{1,9} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{-0,2} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{-0,2} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/7:

$$P_{15,6} = 1,97 \cdot 2 = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{15,6} = 0,68 \cdot 2 = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{14,1} = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{14,1} = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{12,9} = 1,61 \cdot 2 = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,61 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{8,7} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,22 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{3,2} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{3,2} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{1,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{1,9} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{-0,2} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{-0,2} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/6

$$P_{15,6} = 1,97 \cdot 2 = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{15,6} = 0,68 \cdot 2 = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{14,1} = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{14,1} = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{12,9} = 1,61 \cdot 2 = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,61 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 0,73 \text{ тм.}$$

$P_{9,1} = 0,9$ тс – сосредоточенная нагрузка от внутр. остекления и ж.б. балки (передается без эксцентриситета).

$$P_{8,7} = \frac{3,22}{2} + \frac{1,76}{2} + \frac{0,73}{2} = 2,86 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,39 \cdot 0,345 = 0,98 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{3,2} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{3,2} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{1,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{1,9} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{-0,2} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{-0,2} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/5, М/4:

$$P_{15,6} = 1,97 \cdot 2 = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{15,6} = 0,68 \cdot 2 = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{14,1} = 3,94 \text{ тс.}$$

$$M_{14,1} = 1,36 \text{ тм.}$$

$$P_{12,9} = 1,61 \cdot 2 = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 1,61 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$P_{9,1} = 1,8$ тс – сосредоточенная нагрузка от внутр. остекления и ж.б. балки (передается без эксцентриситета).

$$P_{8,7} = 2,99 \cdot 1,1 + 6 \cdot 2,2 \cdot 1,3 \cdot 0,01 + 0,73 = 4,24 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 4,24 \cdot 0,345 = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 2,99 \cdot 1,1 + 6 \cdot 2,2 \cdot 1,3 \cdot 0,01 + 0,73 = 4,24 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 4,24 \cdot 0,345 = 1,46 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/3:

$$P_{15,6} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,97 \text{ тс.}$$

$$M_{15,6} = 1,97 \cdot 0,345 = 0,68 \text{ тм.}$$

$$P_{14,1} = 3,59 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 1,97 \text{ тс.}$$

$$M_{14,1} = 1,97 \cdot 0,345 = 0,68 \text{ тм.}$$

$$P_{12,9} = 1,61 + 1,64 = 3,25 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 3,25 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 0,73 \text{ тм.}$$

$P_{9,1} = 0,9$ тс – сосредоточенная нагрузка от внутр. остекления и ж.б. балки (передается без эксцентриситета).

$$P_{8,7} = \frac{3,22}{2} + \frac{1,76}{2} + \frac{0,73}{2} = 2,86 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,39 \cdot 0,345 = 0,98 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,12 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/2:

$$P_{12,9} = 2,99 \cdot 1,1 = 3,29 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 3,29 \cdot 0,345 = 1,13 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{8,7} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,22 \cdot 0,345 = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 1,12 \text{ тм.}$$

$$P_{3,2} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{3,2} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{1,9} = 2,99 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 1,76 \text{ тс.}$$

$$M_{1,9} = 1,76 \cdot 0,345 = 0,61 \text{ тм.}$$

$$P_{-0,2} = 2,75 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,01 \cdot 2,200 \cdot 1,3 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{-0,2} = 1,61 \cdot 0,345 = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка по оси М/1:

$$P_{12,9} = 2,99 \cdot 1,1 / 2 = 1,65 \text{ тс.}$$

$$M_{12,9} = 3,29 \cdot 0,345 / 2 = 0,57 \text{ тм.}$$

$$P_{11,4} = 4,2 / 2 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{11,4} = 1,46 / 2 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{9,9} = 4,2 / 2 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{9,9} = 1,46 / 2 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{8,7} = 3,22 / 2 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{8,7} = 3,22 \cdot 0,345 / 2 = 0,56 \text{ тм.}$$

$$P_{7,2} = 4,2 / 2 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{7,2} = 1,46 / 2 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{5,7} = 4,2 / 2 = 2,1 \text{ тс.}$$

$$M_{5,7} = 1,46 / 2 = 0,73 \text{ тм.}$$

$$P_{4,5} = 3,22 / 2 = 1,61 \text{ тс.}$$

$$M_{4,5} = 0,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка от стеновых панелей устроенных по оси 8 и 3

В осях Б-М/8 и Б-М/3 аналогично как и в других стенах техэтажа применены стеновые панели Н 60-18 серия ИИ-04-5 выпуск 7 толщиной 350 мм с отм. +12,600 м до отм. +16,200 м (2 шт по высоте). Масса каждой стеновой панели – 4,13 т.

Суммарные расчетные нагрузки от стеновых панелей на колонны по оси 3 и 8:

Оси Б/3, М/3, Б/8, М/8

$$P_{15,3;13,5} = 4,13 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 2,27 \text{ тс.}$$

$$M_{15,3;13,5} = 2,27 \cdot 0,345 = 0,78 \text{ тм.}$$

Оси К/3, Ж/3, Е/3, Д/3, Г/3, В/3, К/8, Ж/8, Е/8, Д/8, Г/8, В/8

$$P_{15,3;13,5} = 4,54 \text{ тс.}$$

$$M_{15,3;13,5} = 1,56 \text{ тм.}$$

Нагрузка от стеновых панелей устроенных по оси 1

В осях М-А/1 с отм. -0,600 м до отм. +0,700 м устроены навесные железобетонные ограждения ОЛ-1 весом 1141 кгс.

Суммарные расчетные нагрузки от стеновых панелей на колонны по оси 1:

$$P_{-0,6} = 1141 \cdot 1,1 = 1255 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{-0,6} = 1141 \cdot (0,21 + 0,056 / 2) = 299 \text{ кгс}\cdot\text{м.}$$

Нагрузка от навесного вент фасада по оси 1

В осях М-А/1 с отм. -0,550 м до отм. +0,800 м наружные стены облицованы фасадной системой с облицовкой керамогранитными плитами утеплитель 140 мм. Определим узловые нагрузки, приходящиеся от навесного вент фасада:

По крайним осям М и А

$$P_{12,\text{эд}} = 40,7 \cdot 1,35 \cdot 3 = 164,8 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\text{эд}} = 26,4 \cdot 1,35 \cdot 3 = 103 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 1010430 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

По средним осям Б-К

$$P_{12,\text{сд}} = 40,7 \cdot 1,35 \cdot 6 = 329,7 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\text{сд}} = 26,4 \cdot 1,35 \cdot 6 = 205,9 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 2020860 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Нагрузка от стеновых панелей и остекления, устроенных по оси 2 и оси 10 с отм. +7,500м до отм. +13,400м

В осях А-М/10 с отм. +12,100 до отм. +13,400 устроена стеновая панель Н60-13-5В. Данная стеновая панель индивидуального изготовления и ее чертежи находятся в альбоме V часть 2/1, который отсутствует в предоставленной проектной документации. Масса стеновой панели Н60-13-5В – 3,01 т.

В осях А-М/10 с отм. +12,100 до отм. +13,400 для поддержки стеновой панели Н60-13-5В применен железобетонный элемент СЖ-1 (рисунок 2.7). Масса СЖ-1 составляет 0,5 т. На элемент СЖ-1 опирается доборная плита Пв-60 с участком кровли. Найдем суммарное усилие, действующее через СЖ-1 на колонну: от наружной стеновой панели, от СЖ-1, от устроенной между СЖ-1 плиты перекрытия, от кровли над плитой и от снеговой нагрузки в табличной форме (таблица 2.2).

Таблица 2.2 - Нагрузки на СЖ-1

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка
Снеговая нагрузка			180 кгс/м
Вес кровли с плитой	561 кгс/м		647,4 кгс/м
Собственный вес СЖ-1	0,5 т	1,1	0,55 т
Стеновая панель Н60-13-5В	3,01 т	1,2	3,61 т

Равномерно-распределенные нагрузки

$$q = (647,4 + 180) \cdot 6 = 4964 \text{ кгс/м.}$$

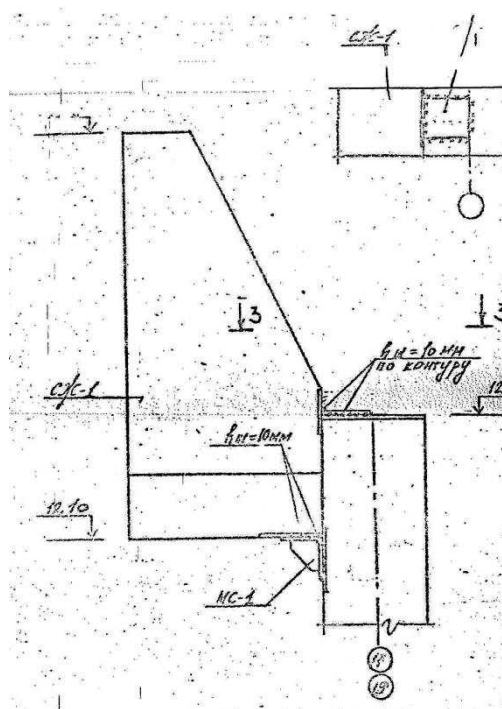


Рисунок 2.7 - Крепление СЖ-1 к колонне

Расчетная схема приложения нагрузки на колонну от СЖ-1 приведена на рисунке 2.8.

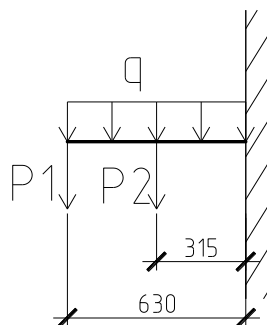


Рисунок 2.8 - Расчетная схема приложения нагрузки в месте крепления СЖ-1 к колонне

Значения сосредоточенных сил в расчетной схеме рисунок 2.8: $P1 = 3,61$ тс; $P2 = 0,55$ тс.

Суммарная вертикальная нагрузка, действующая на опорный столик на отм. +12,100:

$$Q = P1 + P2 + q \cdot 0,63 = 3,61 + 0,55 + 4964 \cdot 0,63 = 7,29 \text{ т.}$$

Суммарный изгибающий момент:

$$M = P1 \cdot 0,63 + P2 \cdot 0,315 + (q \cdot 0,63) \cdot 0,315 = 3,61 \cdot 0,63 + 0,55 \cdot 0,315 + 4964 \cdot 0,63 \cdot 0,315 = 3,43 \text{ т·м.}$$

Определим нагрузки, действующие на СЖ-2 (таблица 2.3 и рисунок 2.9)

Таблица 2.3 - Нагрузки на СЖ-2

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка
Стеновые панели Н15-33-7	$1,88 \cdot 4 = 7,52$ т	1,2	9,02 т
Вес пола с плитой			$802 + 480 = 1282$ кгс/м
Стеновая панель Н60-13-5Н	3,02 т	1,2	3,62 т
Собственный вес СЖ-2	0,26 т	1,1	0,27 т
Ригель Р57-7	$0,24 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 2,5 = 2,52$ т	1,1	2,77

Равномерно-распределенные нагрузки

$$q = (647,4 + 180) \cdot 6 = 4964 \text{ кгс/м.}$$

Сосредоточенная сила от оштукатуренного ригеля Р57-7

$$P1 = 2,77 + 0,7 \cdot 6 \cdot 1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,01 = 2,89 \text{ т.}$$

Сосредоточенные силы от стеновых панелей Н15-33-7 и веса остекления в панелях (размеры остекления с грузовой ширины 6 метров 0,9x1,8x4)

$$P1 = 9,02 + 0,07 \cdot 1,2 \cdot 1,8 \cdot 0,9 \cdot 4 = 9,56 \text{ т.}$$

Нагрузка $P1 = 9,56$ т смещена относительно центра тяжести ригеля Р57-7 наружу здания на 70 мм.

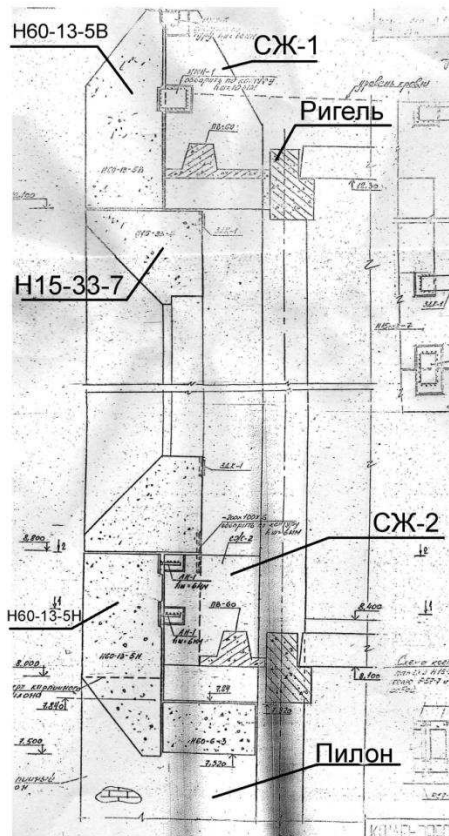


Рисунок 2.9 - Схема размещения конструкций устроенных между СЖ-1 и СЖ-2

Нагрузка от собственного веса СЖ-2 с оштукатуренной кирпичной кладкой на нем (кладка между стеновыми панелями и колонной)

$$P_2 = 0,27 + 0,25 \cdot 2,3 \cdot 0,49 \cdot 1,1 \cdot 1800 + 0,01 \cdot 0,49 \cdot 2,3 \cdot 2 \cdot 2200 = 0,608 \text{ т.}$$

Расчетная схема приложения нагрузок приведена на рисунке 2.10.

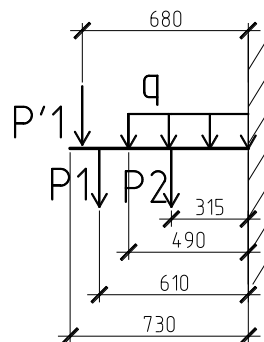


Рисунок 2.10 - Расчетная схема приложения нагрузки в месте крепления СЖ-2 к колонне

Суммарная вертикальная нагрузка, действующая на опорный столик СЖ-2 на отм. +7,840

$$Q = P_1 + P'1 + P_2 + q \cdot 0,63 = 2,89 + 9,56 + 0,608 + 1,282 \cdot 0,49 = 13,68 \text{ тс.}$$

Суммарный изгибающий момент на этой же отметке

$$\dot{I} = P_1 \cdot 0,61 + P'1 \cdot 0,68 + P_2 \cdot 0,315 + (q \cdot 0,49) \cdot 0,245 = 2,89 \cdot 0,61 + 9,56 \cdot 0,68 + 0,608 \cdot 0,315 + 1,282 \cdot 0,49 \cdot 0,245 = 8,61 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Выступающую часть стенового ограждения снизу защищает теплоизоляционная панель Н60-6-3, которая передает свою нагрузку на пилоны. Найдем расчетную нагрузку от теплоизоляционной панели Н60-6-3 приходящейся на пилон на отм. +7,520 м.

$$P = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 5,9 \cdot 1200 \cdot 1,2 = 1529 \text{ кгс.}$$

Также на пилон на отм. +7,520 м передается расчетная нагрузка от стеновой панели Н60-13-5Н

$$P = 3620 \text{ кгс.}$$

Нагрузка на стеновые панели и пилоны от навесного вент фасада по осям 2 и 10

В осях М-А/2 наружные стены облицованы фасадной системой Краспан Композит-St + утеплитель 140 мм. Определим узловые нагрузки, приходящиеся от навесного вент фасада:

В парапетной части с отм. +11,390 до отм. + 13,470:

По крайним осям М и А

$$P_{12,\text{эд}} = 23,8 \cdot 2,08 \cdot 3 = 148,5 \text{ кгс.}$$

В виду того, что стеновые панели с отм. +11,390 до отм. + 13,470 по оси 2 и 10 имеют дополнительный эксцентриситет, определим величину изгибающего момента с учетом этого эксцентриситета

$$\dot{I}_{12,\text{эд}} = 14,7 \cdot 2,08 \cdot 3 + 148,5 \cdot 0,6 = 180,8 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 1773648 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

По средним осям Б-К

$$P_{12,\text{сд}} = 23,8 \cdot 2,08 \cdot 6 = 297 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{12,\text{сд}} = 14,7 \cdot 2,08 \cdot 6 + 297 \cdot 0,6 = 361,6 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 3547296 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

В уровне стеновой панели Н-15-33-7 с отм. +8,950 до отм. + 11,390:

В этих осях на этих отметках размещены оконные проемы и выступающие части стеновых панелей между окон определим нагрузку от них по способу описанному выше (будем полагать что выступающие части облицовки простенка равны фронтальной площади окон и простенка).

По крайним осям М и А

$$P_{9,\text{эд}} = 23,8 \cdot 2,44 \cdot 3 = 174 \text{ кгс.}$$

В виду того, что стеновые панели с отм. +11,390 до отм. + 13,470 по оси 2 и 10 имеют дополнительный эксцентриситет, определим величину изгибающего момента с учетом этого эксцентриситета

$$\dot{I}_{9,\text{эд}} = 14,7 \cdot 2,44 \cdot 3 + 174 \cdot 0,6 = 212 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 2079720 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

По средним осям Б-К

$$P_{9,\text{сд}} = 23,8 \cdot 2,44 \cdot 6 = 348 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{9,\text{сд}} = 14,7 \cdot 2,44 \cdot 6 + 348 \cdot 0,6 = 424 \text{ кгс}\cdot\text{м} = 4159440 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

В уровне стеновой панели с отм. +3,300 до отм. + 4,900 по оси 2 и 10:

В этих осях облицовка наружным вентфасадом стеновой панели осуществляется в промежутках между пилонами

По крайним осям М и А

$$P_{3,3,ed} = 40,7 \cdot 1,6 \cdot 2,75 = 179 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{3,3,ed} = 26,4 \cdot 1,6 \cdot 2,75 = 116 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 1137960 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

По средним осям Б-К

$$P_{3,3,cd} = 358 \text{ кгс.}$$

$$\dot{I}_{3,3,ed} = 232 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 2275920 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

По оси 10 и 2 стеновых панелей ниже отм. +3,600м опираемых на колонны не предусматривается. Поэтому нагрузка от навесного вентилируемого фасада в этих осях на этих отметках не предусматривается.

Две длинные грани пилонов облицованы фасадной системой Краспан Композит-St с утеплителем 30 мм, а короткая наружная грань облицована фасадной системой Краспан Композит-St без утеплителя. Облицовка по оси 2 с отм. +0,800 м до отм. + 8,000 м, по оси 10 с отм. -1,290 м до отм. + 8,000 м.

Ширина короткой грани облицовки – 520 мм, ширина длинной грани облицовки -897 мм.

Суммарная расчетная нагрузка от фасадной системой Краспан на пилоны по оси 2:

$$P_{i,11} = 12,9 \cdot 0,897 \cdot 8,8 \cdot 2 + 9 \cdot 0,52 \cdot 8,8 \cdot 1,1 = 249 \text{ кгс.}$$

Суммарная расчетная нагрузка от фасадной системой Краспан на пилоны по оси 10:

$$P_{i,11} = 12,9 \cdot 0,897 \cdot 9,3 \cdot 2 + 9 \cdot 0,52 \cdot 9,3 \cdot 1,1 = 263 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от стеновых панелей и остекления, устроенных по оси 2 и оси 10 с отм. +3,600м до отм. +7,500м

Между отм. +7,000м и отм. +7,500м устроены с разрывами стеновые панели в виде столбиков марки НЗ-5-5.0, размерами 300x500x500 мм.

Расчетная нагрузка от одного столбика НЗ-5-5 (4шт. в грузовой площади рядовой колонны):

$$P_{no} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 206 \text{ кгс.}$$

В промежутке между столбиками между отм. +7,000м и отм. +7,500м устроены оконные проемы.

Общая ширина оконных проемов, приходящаяся на одну колонну составляет:

$$L = 6,0 - 0,3 \cdot 4 = 4,8 \text{ м.}$$

Найдем общий вес оконных проемов с остеклением приходящихся на одну колонну.

Сосредоточенная сила от веса остекления между отметками +7,000 до 7,500м:

$$P = 0,5 \cdot 4,8 \cdot 70 \cdot 1,2 = 200 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от железобетонных стеновых элементов марки НЗ0-3-5 на отм. +6,700 (2шт. в грузовой площади рядовой колонны):

$$P = 3 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 1238 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от железобетонных столбиков марки НЗ-18 (4шт. в грузовой площади рядовой колонны):

$$P = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,8 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 743 \text{ кгс.}$$

Сосредоточенная сила от веса остекления между отметками +4,900 до 6,700м:

$$P = 1,8 \cdot 5,28 \cdot 70 \cdot 1,2 = 730 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от оштукатуренных железобетонных стеновых панелей марки Н60-13-5:

$$P = 3560 \cdot 1,2 + 0,01 \cdot 1,3 \cdot 2200 \cdot 6 = 4444 \text{ кгс.}$$

Суммарная расчетная вертикальная нагрузка от конструкций, находящихся между отметками от +3,600м до отм. +7,500м (подсчитывается нагрузка, приходящаяся на стеновую панель марки Н60-13-5, включая ее собственный вес):

$$P = 4444 + 730 + 4 \cdot 743 + 1238 \cdot 2 + 200 + 4 \cdot 206 = 11646 \text{ кгс.}$$

Суммарный расчетный изгибающий момент, передающийся на колонну от конструкций, находящихся между отметками от +3,600м до отм. +7,500м (подсчитывается нагрузка, приходящаяся на стеновую панель марки Н60-13-5, включая ее собственный вес):

$$M = 11646 \cdot 0,42 = 4891 \text{ кгс}\cdot\text{м,}$$

где $e = 0,42$ м - эксцентриситет приложения нагрузки на колонну (рисунок 2.11).

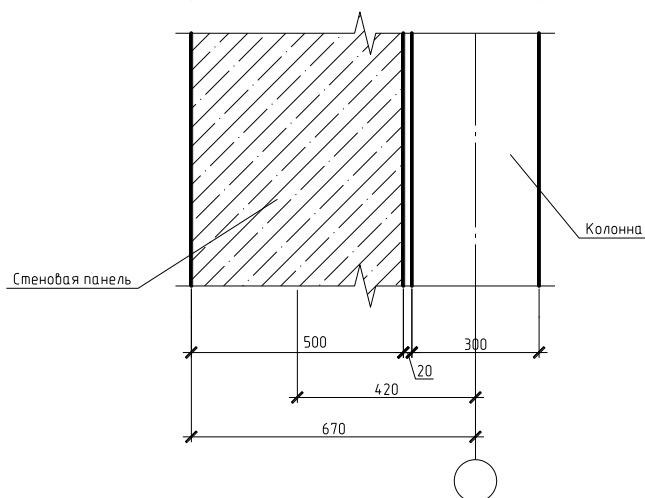


Рисунок 2.11 - Определение эксцентриситета приложения нагрузок от стеновой панели Н60-13-5

Нагрузка от стеновых панелей и остекления, устроенных по оси 2 с отм. -0,03м до отм. +3,60м

Нагрузка от железобетонных стеновых элементов марки Н30-3-3,5 находящихся между отм. +3,300м и отм. +3,600м (2шт. в грузовой площади рядовой колонны)

$$P = 3 \cdot 0,3 \cdot 0,35 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 866 \text{ кгс.}$$

Расчетная нагрузка от одного столбика НЗ-5-3,5 (4шт. в грузовой площади рядовой колонны)

$$P = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,35 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 144 \text{ кгс.}$$

В промежутке между столбиками между отм. +2,800м и отм. +3,300м устроены оконные проемы.

Общая ширина оконных проемов, приходящаяся на одну колонну

$$L = 6,0 - 0,3 \cdot 4 = 4,8 \text{ м.}$$

Найдем общий вес оконных проемов с остеклением приходящихся на одну колонну.

Сосредоточенная сила от веса остекления между отметками отм. +2,800м и отм. +3,300м

$$P = 0,5 \cdot 4,8 \cdot 70 \cdot 1,2 = 200 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от железобетонных стеновых элементов марки НЗ0-3-5 на отм. +2,500 (2шт. в грузовой площади рядовой колонны)

$$P = 3 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 1238 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от железобетонных столбиков марки НЗ-18 (4шт. в грузовой площади рядовой колонны)

$$P = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,8 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 743 \text{ кгс.}$$

Сосредоточенная сила от веса остекления между отметками +0,700 до +2,500м

$$P = 1,8 \cdot 5,28 \cdot 70 \cdot 1,2 = 730 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от оштукатуренных железобетонных стеновых панелей марки Н60-7-3,5 между отметками -0,03 до +0,70м

$$P = 1920 \cdot 1,2 + 0,01 \cdot 0,7 \cdot 2200 \cdot 6 = 2396 \text{ кгс.}$$

Суммарная расчетная вертикальная нагрузка от конструкций, находящихся между отметками от -0,030м до отм. +3,600м (подсчитывается нагрузка, приходящаяся на стеновую панель марки Н60-7-3,5, включая ее собственный вес)

$$P = 2396 + 730 + 4 \cdot 743 + 1238 \cdot 2 + 200 + 4 \cdot 144 + 866 \cdot 2 = 11082 \text{ кгс.}$$

Суммарный расчетный изгибающий момент, передающийся на колонну от конструкций, находящихся между отметками от -0,030м до отм. +3,600м (подсчитывается нагрузка, приходящаяся на стеновую панель марки Н60-7-3,5, включая ее собственный вес)

$$M = 11082 \cdot 0,345 = 3823 \text{ кгс}\cdot\text{м,}$$

где $e = 0,345$ м - эксцентриситет приложения нагрузки на колонну (рисунок 2.12).

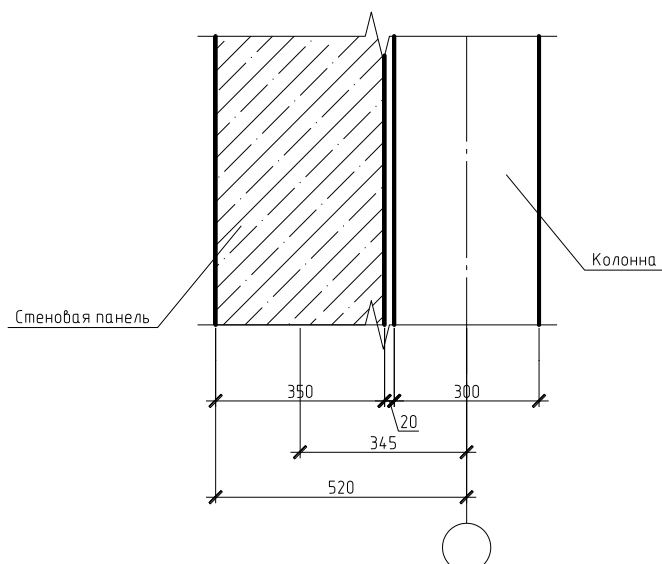


Рисунок 2.12 - Определение эксцентриситета приложения нагрузок от стеновой панели марки Н60-7-3,5

Нагрузка от стеновых панелей и остекления, устроенных по оси 19 с отм. +2,9м до отм. +3,60м

Нагрузка от оштукатуренных железобетонных стеновых панелей марки Н60-7-3,5

$$P = 1920 \cdot 1,2 + 0,01 \cdot 0,7 \cdot 2200 \cdot 6 = 2396 \text{ кгс.}$$

Вес остекления расположенного ниже отм. +3,6 м, участок кирпичной кладки и цокольные стеновые панели передают нагрузки на цокольные стеновые панели.

Нагрузки от лестниц

Нагрузка от лестниц в осях Ж-К/2-3 и М-Л/7-8

Определим нагрузку на ригель, расчетной длиной 2,7м при грузовой ширине 3,0м от лестницы.

Нормативный вес лестничных маршей

$$2090 \cdot 2/2 = 2090/2,7 = 774,07 \text{ кгс/м.}$$

Расчетный погонный вес лестничных маршей приходящихся на ригель

$$q_1 = 774,07 \cdot 1,1 = 851,48 \text{ кгс/м.}$$

Нормативная нагрузка от керамогранитной плитки, толщиной 15мм

$$2500 \cdot 0,015 = 37,5 \text{ кгс/м}^2.$$

Нормативная нагрузка от стяжки толщиной 95мм из цементно-песчаного раствора, со стеклосеткой

$$2200 \cdot 0,095 = 209 \text{ кгс/м}^2.$$

Таблица 2.4 - Сбор временных и постоянных нагрузок на лестничную площадку на 1 м²

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент надёжности, γf	Расчётная нагрузка, кгс/м ²
Плитка керамогранитная	37,5	1,2	45
Стяжка ц.п.р.	209	1,3	271,7
Временная (для лестницы)	400	1,2	480
Итого			796,7

При грузовой ширине 3,0м расчетная нагрузка временная и от веса пола равна:

$$q_2 = 796,7 \cdot 3,0 = 2390,1 \text{ кгс/м.}$$

Суммарная равномерно-распределенная по ригелю

$$q = q_1 + q_2 = 2390,1 + 851,48 = 3241,58 \text{ кгс/м.}$$

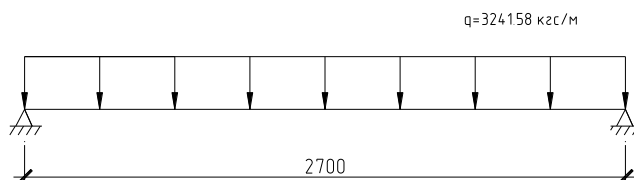


Рисунок 2.13 - Расчетная схема

Нагрузки от пола и плит перекрытия

а) определение нагрузок на участках со сборными плитами

Определение веса квадратного метра пола и перекрытия смотреть в таблице 2.5. Определение расчетного веса покрытия над техэтажом смотреть в таблице 2.6. Определение расчетного веса покрытия где нет техэтажа.

Таблица 2.5 - Расчетный вес пола, подвесного потолка, перегородок и плиты перекрытия тип пола (1)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Линолеум, $\delta = 2 \text{ мм}$, $\gamma = 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	3.2	1.1	3.52
Стяжка цементно-песчаная М150, выравнивающая армированная сеткой из стержней Ø5Вр-І с шагом – 100 мм $\delta = 40 \text{ мм}$, $\gamma = 1800 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	72	1.3	93.6
Керамзит М300 -40 мм $\gamma = 300 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	12	1.3	15.6
Плита перекрытия [нагрузка взята	320	1.1	350

Окончание таблицы 2.5

согласно серии ИИ-04-4 выпуск 33]			
Подвесной потолок (с учетом подвесных инженерных коммуникаций)	50	1.3	65
Перегородки	50	1.3	65
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, перегородок, пола и плиты перекрытия			593
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, пола, перегородок без учета собств. веса плиты перекрытия			243

$$q_1 = 593 \cdot 6 = 3558 \text{ кгс/м} = 34,9 \text{ Н/мм}$$

Расстояние между точками крепления ригеля (длина ригеля)

$$L = 6 - 0,235 \cdot 2 = 5,53 \text{ м}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки (с учетом веса плиты)

$$q = 34,9 \cdot 6 / 5,53 = 37,9 \text{ Н/мм.}$$

Расчетная максимальная нагрузка на плиту перекрытия (без учета собственного веса плиты перекрытия)

$$q = 243 + 480 = 723,7 \text{ кгс/кв.м}$$

Равномерно распределенная на плиту без веса плиты

$$q = 0,00287 \text{ кгс/кв.м.}$$

Предельно допустимая нагрузка на запроектированные плиты перекрытий (см. серию ИИ-04)

$$q_{\text{пред}} = 800 \text{ кгс/кв.м}$$

Проверим условие

$$q = 292,7 + 480 = 772,7 \text{ кгс/кв.м} < q_{\text{пред}} = 800 \text{ кгс/кв.м.}$$

Условие соблюдено, нагрузка на плиту не превышает максимально допустимую нагрузку по серии.

Таблица 2.5а - Расчетный вес пола, подвесного потолка, перегородок и плиты перекрытия тип пола (2)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Керамическая противоскользящая плитка на клею, 20 мм, $\gamma = 2400 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	48	1.1	52.8
Стяжка цементно-песчаная М150, выравнивающая армированная сеткой из стержней Ø5Вр-I с шагом – 100 мм $\delta = 60\text{мм}, \gamma = 1800 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	108	1.3	140.4
Плита перекрытия [нагрузка взята согласно серии ИИ-04-4 выпуск 33]	320		350

Окончание таблицы 2.6

Подвесной потолок (с учетом подвесных инженерных коммуникаций)	50	1.3	65
Перегородки	50	1.3	65
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, перегородок, пола и плиты перекрытия			673
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, пола, перегородок без учета собств. веса плиты перекрытия			323

$$q_1 = 673 \cdot 6 = 4038 \text{ кгс/м} = 39,6 \text{ Н/мм}$$

Расстояние между точками крепления ригеля (длина ригеля)

$$L = 6 - 0,235 \cdot 2 = 5,53 \text{ м}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки (с учетом веса плиты)

$$q = 39,6 \cdot 6 / 5,53 = 49,7 \text{ Н/мм.}$$

Предельно допустимая нагрузка на запроектированные плиты перекрытий (см. серию ИИ-04)

$$q_{\text{пред}} = 800 \text{ кгс/кв.м}$$

Проверим условие

$$q = 323 + 480 \approx 800 \text{ кгс/кв.м} = q_{\text{пред}} = 800 \text{ кгс/кв.м.}$$

Условие соблюдено, нагрузка на плиту не превышает максимально допустимую нагрузку по серии.

Таблица 2.5б - Расчетный вес пола, подвесного потолка, перегородок и плиты перекрытия тип пола (5)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Линолеум, $\delta = 2 \text{ мм}$, $\gamma = 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	3.2	1.1	3.52
Стяжка цементно-песчаная М150, выравнивающая армированная сеткой из стержней Ø5Вр-I с шагом – 100 мм $\delta = 40 \text{ мм}$, $\gamma = 1800 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	72	1.3	93.6
Керамзит М300 -180 мм $\gamma = 300 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	54	1.3	70.2
Монолитная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$, $\gamma = 2500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	200	1.2	240
Вес металлических балок двутавр 18Б1, $L = 5.66 \text{ м}$, количество 6 штук, $F = 5.66 \cdot 15.4 \cdot 6 = 523 \text{ кг}$. $P = 523 / 34.2 (\text{м.кв.}) = 15.3 \text{ кг/м.кв.}$	15.3	1.1	16.8

Окончание таблицы 2.7

Подвесной потолок (с учетом подвесных инженерных коммуникаций)	50	1.3	65
Перегородки	50	1.3	65
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, перегородок, пола и плиты перекрытия			554
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, пола, перегородок без учета собств. веса плиты перекрытия			314

$$q_1 = 554 \cdot 6 = 3324 \text{ кгс/м} = 32,6 \text{ Н/мм}$$

Расстояние между точками крепления ригеля (длина ригеля)

$$L = 6 - 0,235 \cdot 2 = 5,53 \text{ м}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки (с учетом веса плиты)

$$q = 32,6 \cdot 6 / 5,53 = 35,4 \text{ Н/мм.}$$

Таблица 2.5в - Расчетный вес пола, подвесного потолка, перегородок и плиты перекрытия тип пола (5)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Стяжка цементно-песчаная М150, выравнивающая армированная сеткой из стержней Ø5Вр-I с шагом – 100 мм $\delta = 40\text{мм}, \gamma = 1800 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	72	1.3	93.6
Минераловатные плиты - 200 мм $\gamma = 110 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	22	1.2	26.4
Плита перекрытия [нагрузка взята согласно серии ИИ-04-4 выпуск 33]	320	1.1	350
Подвесной потолок (с учетом подвесных инженерных коммуникаций)	50	1.3	65
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, перегородок, пола и плиты перекрытия			535
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, пола, перегородок без учета собств. веса плиты перекрытия			185

Таблица 2.6 - Расчетный вес пола, подвесного потолка и плиты чердачного перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Стяжка цементно-песчаная М150, выравнивающая армированная сеткой из стержней Ø5Вр-I с шагом – 100 мм $\delta = 40\text{мм}$, $\gamma=1800 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	72	1.3	93.6
Минераловатные плиты - 200 мм $\gamma=110 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$	22	1.2	26.4
Плита перекрытия [нагрузка взята согласно серии ИИ-04-4 выпуск 33]	320	1.1	350
Подвесной потолок (с учетом подвесных инженерных коммуникаций)	50	1.3	65
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, перегородок, пола и плиты перекрытия			535
Итого: вес квадратного метра, подвесного потолка, пола, перегородок без учета собств. веса плиты перекрытия			185

Таблица 2.6а - Расчетный вес покрытия над 4-м этажом

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Покрытие сэндвич-панели DIWALL (кровельные) толщиной 200 мм	100	1,2	120

Значение равномерно-распределенной нагрузки на главные балки (грузовой шириной 6 м) составит

$$q_{iie} = 120 \cdot 6 = 720 \text{ кгс/м} = 7,06 \text{ Н/мм}$$

Таблица 2.7 - Расчетный вес покрытия где нет техэтажа

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Кровельный ковер -4 слоя наплавленного рулонного материала	24	1,3	31,2
Цементно-песчаная	54	1,3	70,2
Керамзит при $q = 800$ кгс/куб.м толщиной 220 мм	160	1,2	192
Пароизоляция	3	1,3	4
Плита минераловатная 300x0,05 м	15	1,3	20
Плита перекрытия [нагрузка взята согласно	320		350

Окончание таблицы 2.7

серии ИИ-04-4 выпуск 33]			
Итого: вес квадратного метра	576		667,4
Итого: вес квадратного метра без веса плиты			317,4

$$q = 667,4 \cdot 6 = 4004 \text{ кгс/м} = 39,3 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки

$$q = 39,3 \cdot 6 / 5,53 = 42,6 \text{ Н/мм.}$$

Таблица 2.8 - Расчетный вес перекрытия чердака

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка кгс/кв.м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кгс/кв.м
Цементно-песчаная стяжка $\delta = 0,03$ м, $q = 1800$ кгс/куб.м	54	1,3	70,2
Керамзит при $q = 800$ кгс/куб.м толщиной 120 мм	160	1,2	192
Пароизоляция	3	1,3	3,9
Плита минераловатная 300x0,05 м	15	1,3	19,5
Плита перекрытия [нагрузка взята согласно серии ИИ-04-4 выпуск 33]	320		350
Итого: вес квадратного метра			635,6
Итого: вес квадратного метра без веса плиты			285,6

$$q = 635,6 \cdot 6 = 3813,6 \text{ кгс/м} = 37,4 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки

$$q = 37,4 \cdot 6 / 5,53 = 40,58 \text{ Н/мм.}$$

При грузовой ширине 3 м

$$q = 40,58 / 2 = 20,3 \text{ Н/мм.}$$

Равномерно распределенная нагрузка на плиту без веса плиты

$$q = 0,0028 \text{ Н/мм.}$$

Нагрузка от колонн

Вес колонн задается программой автоматически при задании их геометрических характеристик.

Временные нагрузки на перекрытия

Расчетная временная нагрузка в торговых помещениях и коридорах

Принимаем нормативную временную нагрузку на 1 кв.м. по таблице 8.3 [5] $q_i = 400$ кгс/кв.м. Коэффициент надежности по нагрузке принимаем $\gamma_f = 1,2$, руководствуясь п. 8.2.2 данного СП при $q_n = 400$ кгс/кв.м > 200 кгс/кв.м.

$$q = 400 \cdot 1,2 = 480 \text{ кгс/кв.м.} = 0,00471 \text{ Н/кв.мм.}$$

Расчетная временная нагрузка в уровне 4-го этажа

Принимаем нормативную временную нагрузку на 1 кв.м. по таблице 8.3 [5] $q_t = 200$ кгс/кв.м. Коэффициент надежности по нагрузке принимаем $\gamma_f = 1,2$, руководствуясь п. 8.2.2 данного СП.

$$q = 200 \cdot 1,2 = 240 \text{ кгс/кв.м.}$$

Полосовая равномерно-распределенная нагрузка (при грузовой ширине 6 м)

$$q_{\text{дв.и}} = 240 \cdot 6 = 1440 \text{ кгс/м} = 14,13 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки

$$q = 14,13 \cdot 6 / 5,53 = 15,33 \text{ Н/мм.}$$

Полосовая равномерно-распределенная нагрузка (при грузовой ширине 3 м)

$$q_{\text{дв.и}} = 7,07 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки

$$q = 15,33 / 2 = 7,67 \text{ Н/мм.}$$

В связи с тем, что снижение временных нагрузок, приведенных в п. 8.2.4 и 8.2.5 СП 20.13330.2016, носит не обязательный характер, снижение нагрузок (в запас несущей способности) не производим.

Расчет выполняем на три комбинации нагрузок:

- 1) временная нагрузка по всем пролетам;
- 2) временная нагрузка в нечетных пролетах;
- 3) временная нагрузка в четных пролетах.

Снеговые нагрузки

Определим расчетную снеговую нагрузку S действующую на покрытие

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кПа,}$$

при $\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по нагрузке (определен в соответствии п. 10.12 [5]);

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 0,794 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 1 \text{ кПа,}$$

$$\text{где } c_{\bar{a}} = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,85})(0,8 + 0,002 \cdot 30) = 0,794 -$$

коэффициент сноса снега,

при $k = 0,85$ - коэффициент, определенный по табл.11.2 (тип местности В, эквивалентная высота $z_e = 20$ м, при $h < d$, где $h = 20$ м - высота здания, $d = 48$ м - размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра; $V = 3$ м/с - средняя скорость ветра за зимний период (определено по карте 2, рекомендуемого приложения Ж к [5]);

$$b = 30 \text{ м- ширина покрытия (ширина техэтажа);}$$

$$c_t = 1 \text{ - термический коэффициент;}$$

$\mu = 1$ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной снеговой нагрузки (при грузовой ширине ригеля 6 м)

$$q = 140 \cdot 6 = 840 \text{ кгс/м} = 8,24 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на средние ригеля (при грузовой ширине ригеля 6 м)

$$q = 8,24 \cdot 6 / 5,53 = 8,94 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на крайние ригеля (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 8,94 / 2 = 4,47 \text{ Н/мм.}$$

Ветровая нагрузка

Ветровую нагрузку определяем в соответствии со [5]. Пульсационную составляющую ветровой нагрузки определим с помощью инициализации соответствующего динамического нагружения в программе SCAD.

Вычисление средней составляющей проводим руководствуясь ф.11.1.3 и п.11.1.12 [5].

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

В виду того, что высота здания от уровня земли разная (со стороны оси 1 и 20 здания) сбор нагрузок выполним в два этапа:

- 1) Когда наветренная сторона здания – фасад со стороны оси 1;
- 2) когда наветренная сторона – фасад со стороны оси 10.

Полученные нагрузки на поверхности элементов умножаем на соответствующую грузовую ширину (соответствующе половине расстояния между колоннами), и переводим единицы измерения. Ниже представлены результаты расчета.

Ветровая средняя наветренная сторона ВЕТЕР

Таблица 2.9 – Исходные данные

Исходные данные	
Ветровой район	III
Нормативное значение ветрового давления	0.038 Т/м ²
Тип местности	В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Вертикальные и отклоняющиеся от вертикальных не более чем на 15° поверхности

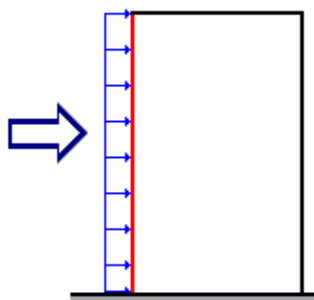
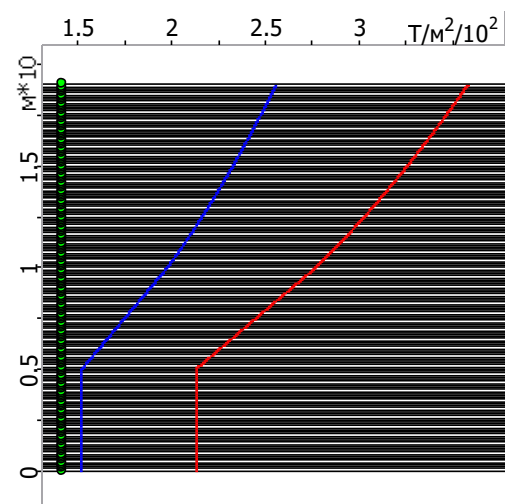


Таблица 2.10 – Параметры

Параметры	
Поверхность	Наветренная поверхность
Шаг сканирования	0.1 м
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1.4
Н	19 М



Высота (м)	Нормативное значение (Т/м ²)	Расчетное значение (Т/м ²)
0 - 5.1	0.015	0.021
5.2 - 5.3	0.015	0.022
5.4 - 5.9	0.016	0.022
6 - 6.4	0.016	0.023
6.5 - 7.5	0.017	0.023
7.6 - 8.3	0.018	0.025
8.4 - 8.6	0.018	0.026
8.7 - 9	0.019	0.026
9.1 - 9.7	0.019	0.027
9.8	0.02	0.027
9.9 - 10.7	0.02	0.028
10.8 - 10.9	0.02	0.029
11 - 11.7	0.021	0.029
11.8 - 12.3	0.021	0.03
12.4 - 12.7	0.022	0.03
12.8 - 13.8	0.022	0.031
13.9 - 14.9	0.023	0.032

Высота (м)	Нормативное значение (Т/м ²)	Расчетное значение (Т/м ²)
15 – 15.4	0.023	0.033
15.5 - 16.1	0.024	0.033
16.2 – 17.1	0.024	0.034
17.2 – 17.3	0.025	0.034
17.4 – 18.6	0.025	0.035
18.7 - 19	0.025	0.036

Ветровая средняя подветренная сторона

ВЕТЕР

Таблица 2.11 – Исходные данные

Исходные данные	
Ветровой район	III
Нормативное значение ветрового давления	0.038 Т/м ²
Тип местности	В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Вертикальные и отклоняющиеся от вертикальных не более чем на 15° поверхности

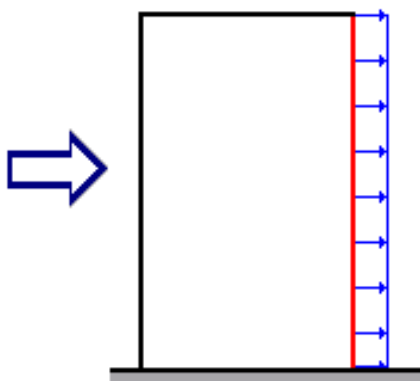
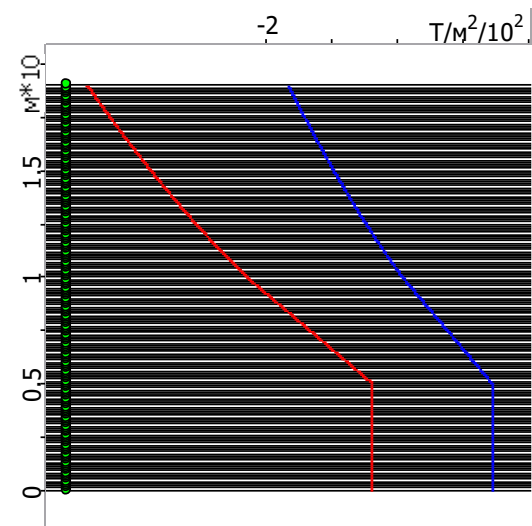


Таблица 2.12 – Параметры

Параметры	
Поверхность	Подветренная поверхность
Шаг сканирования	0.1 м
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1.4
Н	19
	М



Высота (м)	Нормативное значение (Т/м ²)	Расчетное значение (Т/м ²)
0 – 5.1	-0.011	-0.016
5.2 – 5.5	-0.012	-0.016
5.6 – 6.6	-0.012	-0.017
6.7 – 7.6	-0.013	-0.018
7.7 - 8	-0.013	-0.019
8.1 – 8.6	-0.014	-0.019
8.7 – 9.5	-0.014	-0.02
9.6 – 9.7	-0.015	-0.02
9.8 – 10.9	-0.015	-0.021
11 – 11.1	-0.015	-0.022
11.2 – 12.2	-0.016	-0.022
12.3 - 13	-0.016	-0.023
13.1 – 13.6	-0.017	-0.023
13.7 – 15.1	-0.017	-0.024
15.2 – 16.7	-0.018	-0.025
16.8 – 17.4	-0.018	-0.026
17.5 – 18.4	-0.019	-0.026
18.5 - 19	-0.019	-0.027

Нагрузка от снеговых мешков

Ниже выполним вычисление нагрузок от снегового мешка по двум вариантам:

- 1) рассматривая раму по буквенным осям;
- 2) рассматривая раму по цифровым осям.

В уровне покрытия имеется перепад высот. В местах перепада может образовываться снеговой мешок.

Определение нагрузок от снегового мешка от 4-го этажа на нижележащее перекрытие

Определим расчетную снеговую нагрузку S действующую на покрытие (в зоне действия максимальной нагрузки от снегового мешка):

$$S_{, \max} = S_0 \cdot \gamma_f = 5,04 \cdot 1,4 = 7,06 \text{ кПа},$$

при $S_{0, \max} = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 1,8 = 5,04 \text{ кПа},$

где $\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l_1 + m_2 l_2) = 1 + \frac{1}{3,9}(0,4 \cdot 42 + 0,4 \cdot 6) = 5,92,$

где $h = 3,9$ м - разница между высотами частей здания (рисунок 2.14);

$l_1 = 42$ м, $l_2 = 6$ м – пролеты верхнего и нижнего перекрытия, с которых переносится снег в зону перепада высот;

$m_1, m_2 = 0,4$ – для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$ при ширине здания, на котором образуется снеговой мешок $a > 21$ м.

Найдем максимальные предельно допустимые значения μ :

$$\mu_{\text{гддд1}} = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3,9}{1,8 \cdot 0,7} = 6,2.$$

$$\mu_{\text{гддд2}} = 4, \text{ так как } l_1' + l_2' = 48 \text{ м.}$$

$$c_e = 1; c_t = 1 - \text{согласно прим. к п. 10.4 [5]}$$

Принимаем $\mu = 4.$

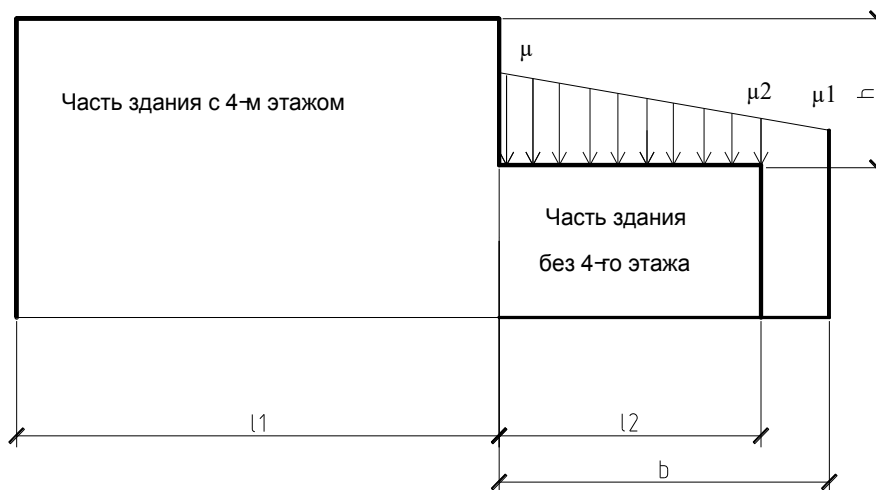


Рисунок 2.14 - Определение давления от снегового мешка

Длину зоны повышенных снегоотложений b принимаем равной:

$$b = 2h = 2 \cdot 3,9 = 7,8 \text{ м} < 16 \text{ м т.к. } \mu = 4 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3,9}{1,8 \cdot 0,7} = 6,2.$$

Коэффициент μ_1 :

$$\mu_1 = 1 - 2m_2 = 1 - 2 \cdot 0,4 = 0,2.$$

Тогда

$$S_{, \min} = S_0 \cdot \gamma_f = 0,25 \cdot 1,4 = 0,35 \text{ кПа, при}$$

$$S_{0, \min} = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,8 = 0,25 \text{ кПа.}$$

Коэффициент μ_2 (на краю здания) определим по линейной интерполяции
 $\mu_2 = 1,08$

Определим нагрузку от снегового мешка действующую на ригели в осях Б-М/3 и Б-М/8 в уровне покрытия 3-го этажа:

Расчетное снеговое давление на покрытие в зоне действия нагрузки от снегового мешка (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_i \cdot S_g \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,27 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 5,77 \text{ кПа, при}$$

$$\mu_i = 4 - \frac{4 - 1,08}{4} = 3,27$$

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной снеговой нагрузки (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 5,77 \cdot 3 = 17,3 \text{ кН/м} = 17,3 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на ригель

$$q_p = 17,3 \cdot 6 / 5,53 = 18,8 \text{ Н/мм.}$$

Определение нагрузки от снегового мешка, действующей на ригели в осях Б-М/2 и Б-М/10 в уровне покрытия 3-го этажа:

Расчетное снеговое давление на покрытие в зоне действия нагрузки от снегового мешка (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_i \cdot S_g \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 3,19 \text{ кПа, при}$$

$$\mu_i = 4 - \frac{4 - 1,08}{4} \cdot 3 = 1,81$$

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной снеговой нагрузки (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 3,19 \cdot 3 = 9,6 \text{ кН/м} = 9,6 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на ригель

$$q_p = 9,6 \cdot 6 / 5,53 = 10,4 \text{ Н/мм.}$$

Определение нагрузки от снегового мешка, действующего на ригели в осях Б-А/3-8:

Расчетная снеговая нагрузка (максимальная) на покрытие в зоне действия трапецевидной нагрузки от снегового мешка при грузовой ширине ригеля 6 м

$$q_{\max} = 7,06 \cdot 6 = 42,4 \text{ кН/м} = 42,4 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение максимального значения трапецевидной нагрузки действующей на ригель

$$q_{p \max} = 42,4 \cdot 6 / 5,53 = 46 \text{ Н/мм.}$$

Расчетная снеговая нагрузка (минимальная) на покрытие в зоне действия трапецевидной нагрузки от снегового мешка при грузовой ширине ригеля 6 м

$$q_{\max} = 1,9 \cdot 6 = 11,4 \text{ кН/м} = 11,4 \text{ Н/мм.}$$

$$\text{при } S_{\min} = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,08 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 1,9 \text{ кПа.}$$

Приведенное значение минимального значения трапецевидной нагрузки действующей на ригель

$$q_{p \max} = 11,4 \cdot 6 / 5,53 = 12,4 \text{ Н/мм.}$$

Определение нагрузок от снегового мешка, действующего на террасу в осях А-М/1-2, находящуюся на отм. 0,000:

Определим расчетную снеговую нагрузку S действующую на покрытие (в зоне действия максимальной нагрузки)

$$S_{, \max} = S_0 \cdot \gamma_f = 3,8 \cdot 1,4 = 5,32 \text{ кПа, при}$$

$$S_{0, \max} = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 0,794 \cdot 1 \cdot 3,8 \cdot 1,8 = 3,8 \text{ кПа, где}$$

коэффициент μ :

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 \ell_1 + m_2 \ell_2) = 1 + \frac{1}{12,6} (0,4 \cdot 42 + 0,4 \cdot 6) = 2,52,$$

где $h = 12,6$ м - разница между высотами частей здания (примем в запас несущей способности);

$\ell_1 = 42$ м, $\ell_2 = 6$ м – пролеты верхнего и нижнего покрытия, с которых переносится снег в зону перепада высот;

$m_1, m_2 = 0,4$ – для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$ при ширине здания, на котором образуется снеговой мешок $a > 21$ м.

Найдем максимальные предельно допустимые значения μ

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 12,6}{1,8 \cdot 0,7} = 20.$$

$$\mu = 4, \text{ так как } \ell_1' + \ell_2' = 48 \text{ м.}$$

$$c_e = 1; c_t = 1 \text{ - согласно прим. к п. 10.4 [5]}$$

$$\text{Принимаем } \mu_{\max} = 2,52.$$

Коэффициент μ_1 :

$$\mu_1 = 1 - 2m_2 = 1 - 2 \cdot 0,4 = 0,2.$$

$$\text{Условие } b = 2h = 2 \cdot 12,6 = 25,2 \text{ м} > 16 \text{ м,}$$

$$\text{и так как } \mu = 2,52 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 12,6}{1,8 \cdot 0,7} = 20.$$

Поэтому принимаем длину зоны повышенных снегоотложений $b = 16$ м.

Определим нагрузку от снегового мешка действующую на ригели в осях М-А/2:

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия нагрузки от снегового мешка (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot c_e \cdot c_i \cdot \mu \cdot S_g \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,443 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 4,31 \text{ кПа},$$

при $\mu = 2,443$ (рисунок 2.15) для левого ригеля.

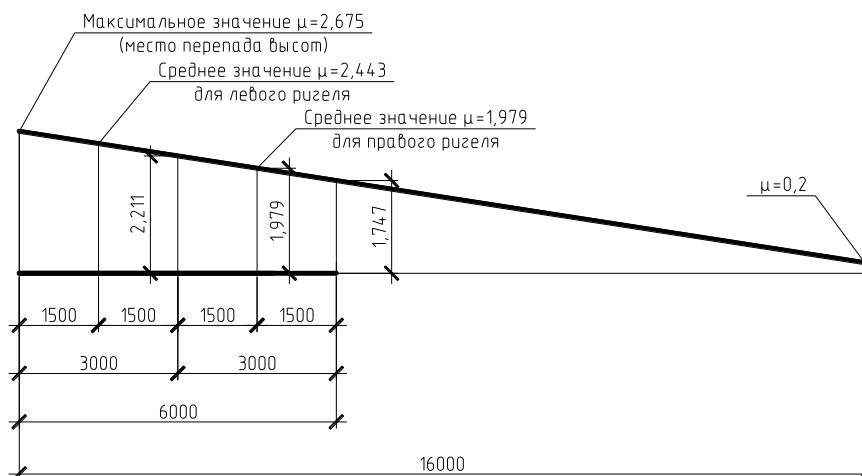


Рисунок 2.15 - Определение коэффициента μ для ригелей террасы в осях А-М/1-2

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной снеговой нагрузки (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 4,31 \cdot 3 = 12,93 \text{ кН/м} = 12,93 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на ригель (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 12,93 \cdot 6 / 5,53 = 14,03 \text{ Н/мм.}$$

Определим нагрузку от снегового мешка действующую на ригели в осях М-А/1:

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной нагрузки от снегового мешка (при груз. ширине ригеля 3 м)

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot c_e \cdot c_i \cdot \mu \cdot S_g \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,979 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 3,49 \text{ кПа}, \text{ при}$$

$$\mu = 1,979 \text{ (рисунок Б.14).}$$

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие в зоне действия равномерно-распределенной снеговой нагрузки (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 3,49 \cdot 3 = 10,47 \text{ кН/м} = 10,47 \text{ Н/мм.}$$

Приведенное значение равномерно-распределенной нагрузки действующей на ригель (при грузовой ширине ригеля 3 м)

$$q = 10,47 \cdot 6 / 5,53 = 11,36 \text{ Н/мм.}$$

Пульсационная ветровая нагрузка

Пульсационная ветровая нагрузка задавалась в программе SCAD во вкладке «динамические воздействия» состоящей из двух частей (рисунок 2.16, 2.17).

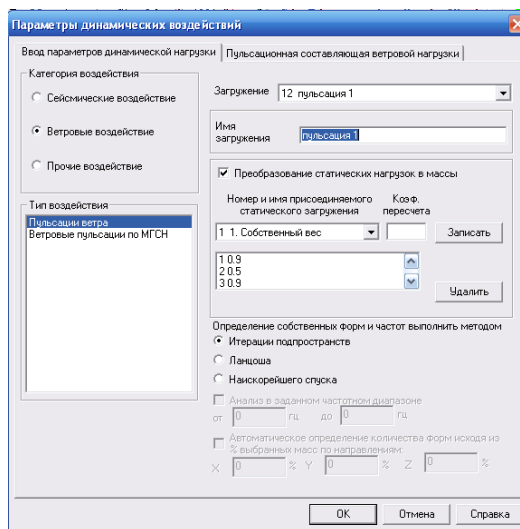


Рисунок 2.16 - Задание пульсационной ветровой нагрузки часть 1 (внизу показан увеличенный фрагмент закрытой части преобразования статической нагрузки в массы)

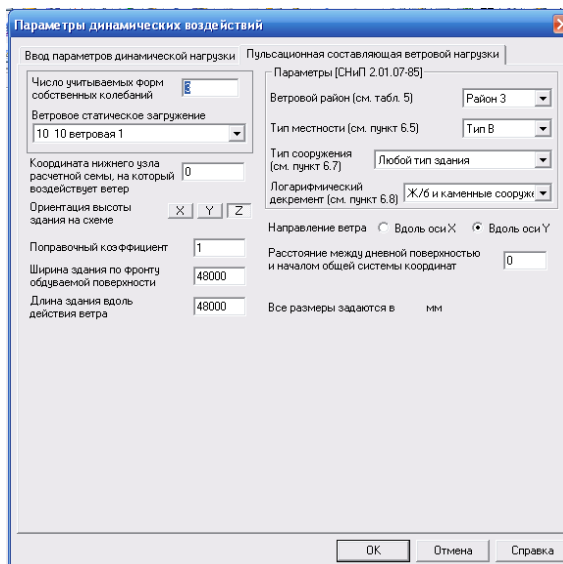


Рисунок 2.17 - Задание пульсационной ветровой нагрузки часть 2

Расчетные сочетания усилий

Задание расчетных сочетаний усилий приведено на рисунках 2.18-2.21.

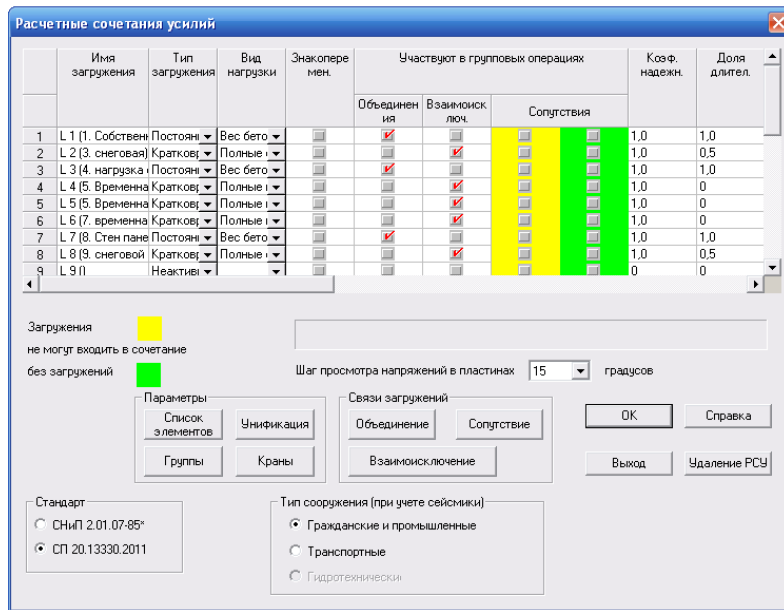


Рисунок 2.18 - Расчетные сочетания усилий часть 1

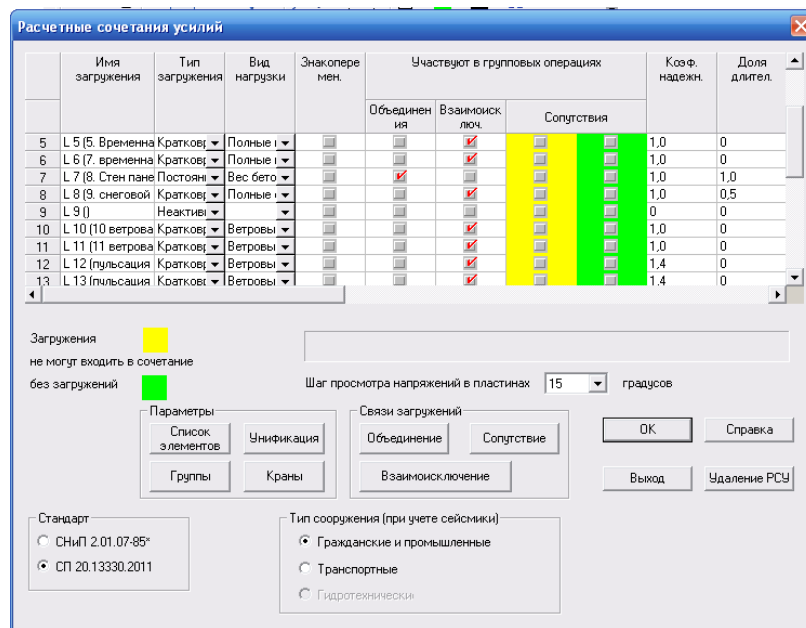


Рисунок 2.19 - Расчетные сочетания усилий часть 2

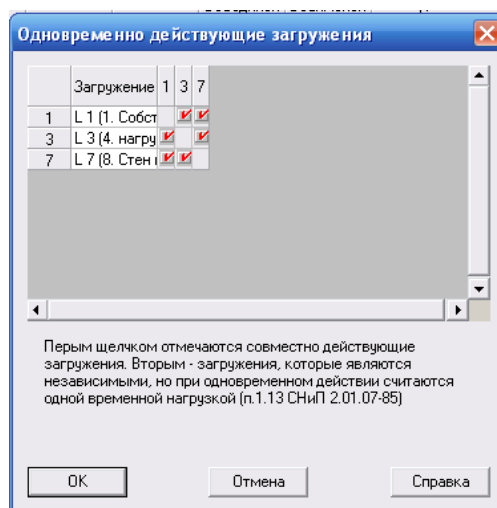


Рисунок 2.20 - Вкладка одновременно действующие усилия

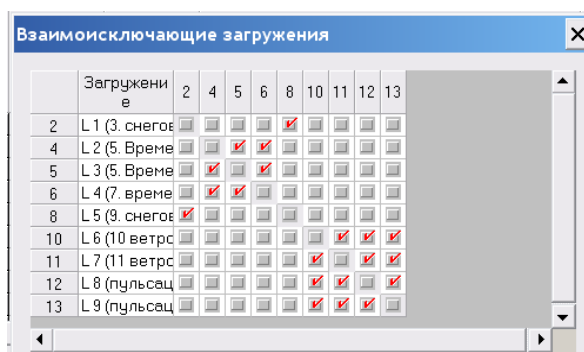


Рисунок 2.21 - Вкладка взаимоисключающие усилия²

Расчет здания

Общие сведения

Определение усилий в элементах здания производилось с помощью расчета каркаса здания по пространственной схеме в программе SCAD.

Расчетная схема создана из 16957 узла и 13830 элемента.

В расчетах принимались следующие комбинации постоянных нагрузок со временными (рисунок 2.22).

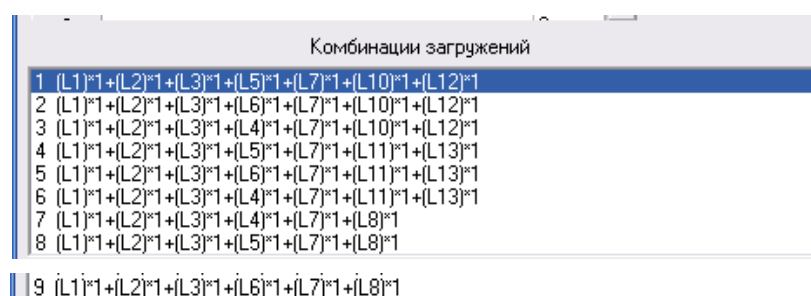


Рисунок 2.22 - Комбинации нагрузок

² Согласно п.18 (стр 593) Вычислительный комплекс SCAD++Версия 21 при рассмотрении только полного динамического (ветрового) нагружения - статическое нагружение принимаем неактивным

Моделирование отклонений элементов

Моделирование отклонений колонн выполнялось следующими способами:

1) Сначала задавалась расчетная схема без отклонений со всеми нагрузками.

2) Точки закреплений колонн в фундаменте (первые узлы вертикальных стержней моделирующих колонны) устанавливались в фактическое местоположение с помощью функции «перенос узлов на заданный вектор»;

3) Вычислялись по интерполяции величины отклонений консольных частей колонн (для средних колонн 3 точки, для крайних колонн 2 точки);

4) Перенос узлов консолей колонн в фактическое местоположение также осуществлялся с помощью функции «перенос узлов на заданный вектор»;

5) Величины смещений в стыках ярусов колонн моделировались в виде жестких вставок. Для этого во 2-м от начала нижерасположенном стержне и 1-м от начала вышерасположенном стержне с помощью функции «жесткая вставка» задавались величины смещений. При этом учитывалось преобразование направлений смещений, которые были предоставлены в общей системе координат в местную систему координат (в результате этого направление оси x преобразовывалось в ось z , а численные значения направление оси y из-за поворота осей смещалась на 180 градусов, поэтому вводилось значение минус y).

6) Моделирование диафрагм жесткости осуществлялось оболочечными элементами 44 типа.

Для задания равномерных отклонений в диафрагмах жесткости в **цокольном** этаже (где нет стыка ярусов колонн) для задания конечного элемента выделялись 4 крайние точки: 1. место защемления левой колонны; 2. место защемления правой колонны; 3. место стыка правой консоли с левой колонной. 4. место стыка левой консоли с правой колонной. После задания «большого» конечного элемента и придания ему жесткостных характеристик выполнялась разбивка его на 6 конечных элемента (КЭ) по длине и 5 КЭ по высоте с помощью функции «разбивка пластинчатого конечного элемента».

Задание равномерных отклонений в диафрагмах жесткости **на 1-м, 2-м и 3-м этажах** выполнялось в два этапа:

Этап 1 выделялись 4 крайние точки: 1. место стыка правой консоли с левой колонной; 2. место стыка левой консоли с правой колонной; 3. место стыка ярусов колонн с левой стороны; 4. место стыка ярусов колонн с правой стороны. После появления «большого» конечного элемента и задания ему жесткостных характеристик выполнялась разбивка ее на 6 конечных элемента (КЭ) по длине и 2 КЭ по высоте.

Этап 2 выделялись 4 крайние точки: 1. место стыка ярусов колонн с левой стороны; 2. место стыка ярусов колонн с правой стороны; 3. место стыка правой консоли с левой колонной; 4. место стыка левой консоли с правой колонной. После появления «большого» конечного элемента и задания ему

жесткостных характеристик выполнялась разбивка ее на 6 конечных элемента (КЭ) по длине и 4 КЭ по высоте.

Единицы измерений

Задаваемые в программу SCAD нагрузки имели следующие единицы измерения:

- а) равномерно-распределенные нагрузки - Н/мм;
- б) изгибающие моменты - Н·мм;
- в) сосредоточенная нагрузка - Н;

Выходные результаты, интересующие нас усилия после расчета в программе SCAD имели следующие единицы измерения:

- а) моменты - т·м; б) продольная сила – т.

Расчет усиления колонн

Общие положения

Расчетные длины

Расчетная длина основных колонн (кроме ниже оговоренных) цокольного этажа:

$$3,025 \cdot 0,7 = 2,12 \text{ м}$$

Расчетная длина колонн в осях Ж-А/1 цокольного этажа:

$$4,075 \cdot 0,7 = 2,85 \text{ м}$$

Расчетная длина угловой колонны цокольного этажа в осях М/1 и рядовых колонн цокольного этажа в осях М'/1 и К'/1:

$$4,075 \cdot 0,7 = 3,69 \text{ м}$$

Расчетная длина колонны с 1-го по 3 этажей:

$$4,2 \cdot 1 = 4,2 \text{ м}$$

Расчетная длина колонны с 4-го этажа:

$$2,4 \cdot 1 = 2,4 \text{ м}$$

Общие сведения по расчету колонн усиленных железобетонными обоймами

При проектировании за основу в качестве усиления колонн примем усиление стальными обоймами. Усиление колонн, в которых получают усилия, при которых усиление стальными обоймами становится затруднительным (например, по конструктивным соображениям) примем в виде заключения их в железобетонные обоймы, толщиной по 80 мм – для средних колонн³, выполненные из бетона В25 с $R_b = 14,5$ МПа. В результате чего введя коэффициент условий работы нового бетона усиления обоймы $k = 0,8$,

³ Для пристенных колонн обойма принята в виде трехсторонней рубашки толщиной 80 мм – в двух подконсольных гранях колонны и 160 мм – по грани колонны, обращенной внутрь здания

получаем значение $R_b=14,5 \times 0,8=11,6$ МПа, что соответствует (с небольшим запасом) классу бетона В20 с $R_b=17$ МПа.

В связи с тем, фактическое армирование колонн местами отличается от проектных (фактические диаметры – меньше проектных), принимаем в расчетах фактические диаметры. Прочность бетона колонн фактическая наоборот получилась больше проектной прочности, но в запас прочности принимаем в расчетах класс бетона соответствующий приведенному классу бетона обоймы усиления В20.

В качестве дополнительной арматуры обоймы колонны принимаем по углам стержни из арматуры класса АIII (А400) диаметром 25 мм, а также по середине каждой грани конструктивные стержни класса АIII (А400) диаметром 18 мм. Для связи существующей арматуры колонны с дополнительной (устанавливаемой по граням), принимаем стержни-посредники, либо пластины, устраиваемые с шагом 800 мм. Поперечную арматуру принимаем в виде стержней АIII (А400). Минимальный диаметр и шаг поперечной арматуры определим при расчете.

Величина защитного слоя существующей арматуры колонн (расстояние от края сечения бетона до центра тяжести арматуры) согласно серии ИИ-04-2 вып.9 составляет 45мм. В запас несущей способности в усиливаемых колоннах, существующую арматуру не учитываем.

Общие положения по расчету колонн усиливаемых стальными обоймами

Расчет несущей способности усиленной стальной обоймой колонны выполняем в программе SCAD.

После проведения предварительной части расчетов были приняты в качестве унификации три основных типа равнобоких уголка, которые будем применять в качестве вертикальных обойм усиления. Это равнобокие уголки 100х10, 100х7 и равнобокий уголок 90х6 по ГОСТ 8509-93.

Методику замены уголков поясняется на следующем примере. Уголок 90х6 с $A=10,61\text{см}^2$ (с $R_y=240$ МПа взятой «в запас») приводим к площади арматуры (с $R_s=360$ МПа) $A=10,61 \cdot \frac{R_y}{R_s} = 10,61 \cdot \frac{240}{360} = 7,07\text{см}^2$, что может соответствовать $\varnothing 28$ АIII А(400). Для уголков 100х7 и 100х10 приведенные площади будут равны 9,17 и 12,83см² соответственно. Расположение центра тяжести приведенного стержня в колонне соответствует положению центра тяжести уголка от внутренней грани уголка.

Положения центров тяжести уголков к приведенной арматуре

Уголок 90х6:

Положение центра тяжести (расстояние от наружной грани полки уголка до оси ц.т) согласно сортаменту $y_0 = 24,3$ мм. Расстояние от внутренней грани уголка до оси ц.т будет равно 18,3 мм.

Уголок 100x10:

Положение центра тяжести (расстояние от наружной грани полки уголка до оси ц.т) согласно сортаменту $y_0 = 28,3$ мм. Расстояние от внутренней грани уголка до оси ц.т будет равно 18,3 мм.

Расчет колонн цокольного этажа

Расчет армирования рядовых колонн в осях Б-К/2-10 в уровне цокольного этажа

Подбор армирования этих колонн с усилением на расчетные сочетания усилий выполняется в программе SCAD.

Минимальное требуемое расчетное армирование:

Требуемая площадь поперечного сечения двух стержней продольной арматуры А400 составит $1,51+1,38=2,89\text{см}^2$ (программой принят диаметр 14 мм). Площадь **одного стержня** должна составлять не менее $A_s = 2,89/2 = 1,45\text{см}^2$.

В качестве усиления принимаем железобетонные обоймы с 4-мя угловыми стержнями арматуры диаметром 25 мм с $A_s=4.91\text{см}^2 > 1,45\text{см}^2$ (фактическое армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 40мм, принимаем в запас несущей способности).

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 200мм - $0,33\text{см}^2$.

Принимаем поперечные стержни диаметром 10 мм с $A_s=0,785\text{см}^2 > A=0,33\text{см}^2$.

Колонны в осях А/2-10, М/2-10 и Л/7-8 в цокольном этаже

Минимально требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету в программе SCAD требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,29+4,13=5.42\text{см}^2$ (программой принят диаметр 20 мм). Площадь **одного стержня** должна составлять не менее $A_{\delta\delta} = \frac{8,16}{2} = 4,08\text{см}^2$ $A = 5,42 / 2 = 2.71\text{см}^2$.

Фактически колонна имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 40мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет $A_{\delta\delta}=2.71\text{см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\delta} = 12,56\text{см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 300мм - $0,06\text{см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 10мм шагом 300 мм.

Принимаем поперечные стержни диаметром 10 мм с $A_{\phi} = 0,785 \text{ см}^2 > A_{\phi\phi} = 0,05 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

Колонны в осях К-А/1 цокольного этажа

Минимально требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,61+1,81=3,42 \text{ см}^2$.

Сравним фактическую площадь сечения арматуры (стержни диаметром 20 мм) с требуемой площадью $A_{\phi} = 3,14 \text{ см}^2 > A_s = 3,42/2 = 1,71 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 300мм - $0,04 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 8мм шагом 300 мм

$$A_{\phi} = 0,503 \text{ см}^2 > A_{sw2} = 0,04 \text{ см}^2.$$

Усиление не требуется.

Колонны в осях М/1, в осях М'/1 и К'/1 цокольного этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,92+1,61=3,53 \text{ см}^2$ (программой принят диаметр 16 мм).

$$\text{Требуемая площадь сечения составит } A_{\phi\phi} = \frac{3,53}{2} = 1,77 \text{ см}^2.$$

Согласно проектной документации и результатам обследования колонны цокольного этажа в осях М/1 и М'/1 армируются продольной арматурой класса АIII диаметром 40 мм, а колонна в осях и К'/1 арматурой класса АIII диаметром 32 мм ($A_{\phi} = 8,04 \text{ см}^2$), что существенно превышает требуемое армирование, полученное в результате расчета.

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 300мм - $0,07 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 10мм шагом 300 мм

$$A_{\phi} = 0,785 \text{ см}^2 > A_{sw1} = 0,07 \text{ см}^2.$$

Усиление не требуется.

Таблица 2.13 - Результаты предварительно требуемого и принятого усиления колонн

Цокольный этаж			
Колонны в осях	Требуемое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятый вид усиления
Колонны в осях А/2-8, М/2-8, Л/7-8	Усиление не требуется		
Колонны в осях К-Б/2, К-Б/10	стержни класса АIII площадью не менее 1,35 см ² по углам /стержни класса АIII площадью не менее 0,31 см ² с шагом 200 мм	4 стержня класса АIII диаметром 25 мм (площадью 4,91 см ²) по углам с приваркой к существующей арматуре/стержни класса АIII Ø 10 мм (площадью 0,785 см ²) с шагом 200 мм.	Железобетонные рубашки, выполненные из бетона класса В25 по 80 мм в гранях колонн, где есть консоли и 160 мм с одной стороны – по свободной грани колонн
Колонны в осях К-Б/3-8	стержни класса АIII площадью не менее 1,35 см ² по углам /стержни класса АIII площадью не менее 0,31 см ² с шагом 200 мм	4 стержня класса АIII диаметром 25 мм (площадью 4,91 см ²) по углам с приваркой к существующей арматуре /стержни класса АIII Ø 10 мм (площадью 0,785 см ²) с шагом 200 мм.	Железобетонные обоймы, выполненные из бетона класса В25 по 80 мм с каждой стороны.
Колонны в осях А-К/1	Усиление не требуется		
Колонна в осях М/1	Усиление не требуется		
Колонны в осях М'/1 и К'/1	Усиление не требуется		

Расчет колонн 1-го этажа

Расчет армирования колонн в осях Б-К/10 и Б-К/2 в уровне 1-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух стержней продольной арматуры А400 составит $2,12+0,20=2,32$ см² (программой принят диаметр 14 мм). Площадь **одного** должна составлять не менее $A_s = 2.32/2 = 1.16$ см².

В качестве усиления принимаем железобетонные обоймы с 4-мя угловыми стержнями арматуры диаметром 25 мм с $A_{r\delta} = 4,91$ см² > 1,16 см² (фактическое армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 32мм, принимаем в запас несущей способности).

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 300мм - $0,22\text{см}^2$.

Принимаем поперечные стержни диаметром 8 мм с $A_{\phi} = 0,503\text{ см}^2 > A_{sw} = 0,22\text{ см}^2$.

Расчет армирования колонн в осях Б-К/3-8 в уровне 1-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $14,9+0,02=14,92\text{ см}^2$ (программой принят диаметр 32 мм).

В качестве армирования принимаем продольные стержни диаметром 40 мм с $A_{s1} = 12,56\text{ см}^2 > A_s = 14,92/2 = 7,46\text{ см}^2$ или уголки 100x10 с $A_{\gamma\delta} = 12,83\text{ см}^2 > 7,46\text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения поперечных стержней арматуры А400 устраиваемых с шагом 200 мм – $0,14\text{ см}^2$.

Принимаем поперечные стержни диаметром 12 мм для шага стержней 200 мм с $A_{\phi} = 1,13\text{ см}^2 > A_{\phi\delta} = 0,14\text{ см}^2$ или стальные пластины с эквивалентной площадью не менее $0,14 \frac{360}{240} = 0,21\text{ см}^2$. Для шага 300 мм требуются стержни диаметром 16 мм с $A_{\phi} = 2,01\text{ см}^2 > A_{\phi\delta} = 0,21\text{ см}^2$ или стальные пластины с эквивалентной площадью не менее $0,21 \frac{360}{240} = 0,32\text{ см}^2$.

Расчет армирования колонн в осях М/2-10, А/2-10, Л/7-8 в уровне 1-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $9,51+0,03=9,54\text{ см}^2$ (программой принят диаметр 25 мм).

Требуемая площадь сечения одного стержня $A_{s1} = 9,54 / 2 = 4,77\text{ см}^2$.

Фактическое армирование этих колонн выполнено из 4-х стержней арматуры класса АIII диаметром 32 мм $A_{\gamma\delta} = 8,04\text{ см}^2 > 4,77\text{ см}^2$.

Для шага 300 мм требуются поперечные стержни с площадью сечения $A_{sw} = 0,19\text{ см}^2$. Согласно проектной документации и результатам обследования рассчитываемые колонны армируются поперечной арматурой диаметром 10мм с $A_{\phi} = 0,785\text{ см}^2$, с шагом 300 мм что превышает требуемое армирование.

Усиление данных колонн не требуется.

Расчет армирования колонн в осях М/1, М'/1 и К'/1 в уровне 1-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Требуемая площадь поперечного сечения двух стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,66+1,66=3,32 \text{ см}^2$ (программой принят диаметр 16 мм).

Фактически продольные стержни имеют диаметр 32 мм с $A_s = 8,04 \text{ см}^2 > A_{s1} = 3,32/2 = 1,66 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А400 устраиваемых с шагом 300 мм - $0,26 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 10мм шагом 300 мм.

Условие $A_s = 0,785 \text{ см}^2 > A_{sw1} = 0,26 \text{ см}^2$ соблюдается.

Усиление не требуется.

Таблица 2.14 - Результаты предварительно требуемого и принятого усиления колонн

1-й этаж			
Колонны в осях	Требуемое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятый вид усиления
Колонны в осях А/2-10 и М/2-10	Усиление не требуется		
Колонны в осях К-Б/3-8	4d40 мм А400 по углам или уголки 100x10/ стержни класса АIII с $A_{s\delta} = 0,27 \text{ см}^2$ с шагом 200 мм – (диаметром 12мм с шагом 200 мм) или 300 мм стержни диаметром 16 мм	4 вертикальных уголка 100x10/ стержни класса АIII диаметром 12мм с шагом 200 мм или стальные пластины эквивалентной площади. Для шага 300 мм стержни диаметром 16 мм или стальные пластины эквивалентной площади.	Стальные предварительно-напряженные обоймы
Колонны в осях К-Б/2 и К-Б/10	4d14 мм А400 по углам /стержни класса АIII с $A_{s\delta} = 0,27 \text{ см}^2$ с шагом 300 мм	4 стержня класса АIII диаметром 25 мм с приваркой к существующей арматуре/стержни класса АIII Ø 10 мм с шагом 300 мм.	Железобетонные рубашки, выполненные из бетона класса В25 по 80 мм в гранях колонн, где есть консоли и 160 мм с одной стороны – по свободной грани колонн
Угловая колонна в осях М/1	Усиление не требуется		
Рядовые колонны в осях М'/1 и К'/1	Усиление не требуется		

Расчет колонн 2-го этажа

Расчет армирования колонн в осях М/2-10, Л/7-8 и А/2-10 в уровне 2-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $5,78+0,02=5,8 \text{ см}^2$ (программой принят диаметр 20 мм).

Фактически данный участок колонны имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 32 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет $A_{\sigma} = 5,8/2=2,9 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\sigma} = 8,04 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения одного поперечного стержня арматуры А240 устраиваемых с шагом 300 мм - $0,24 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 10 мм шагом 300 мм.

Условие $A_{\sigma} = 0,785 \text{ см}^2 > A_{sw} = 0.24 \text{ см}^2$ соблюдается.

Усиление нижнего яруса колонны 2-го этажа не требуется.

Так как диаметр продольной арматуры колонн в зоне стыков ярусов колонн в ур. 2-го этажа снизу верх меняется с большего на меньший, произведем дополнительную выборку требуемого армирования для участков колонн вышерасположенного яруса с диаметрами продольных стержней арматуры 20 мм.

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,86+0,01=1,87 \text{ см}^2$ (программой принят диаметр 12 мм).

Фактически данный участок колонны имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 20 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет

$A_{\sigma} = 1,87/2=0,94 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\sigma} = 3,14 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечных стержней** арматуры А240 устраиваемых с шагом не более 300 мм должна быть не менее $0,26 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 6мм с $A_{\sigma} = 0,283 \text{ см}^2 > A_{\sigma} = 0,26 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

Расчет армирования колонн в осях Б-К/2-10 в уровне 2-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $6.27+0.04=6.31 \text{ см}^2$ (программой принят диаметр 22 мм). Площадь **одного** стержня должна составлять не менее $A_s = 6.31/2 = 3.16 \text{ см}^2$.

В качестве усиления принимаем уголки сечением (**одного**) 90х6 с $A_{г\delta} = 7.07 \text{ см}^2 > 3.16 \text{ см}^2$ (фактическое армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 22мм, принимаем в запас несущей способности).

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечного стержня** устраиваемого с шагом не более 300 мм должна быть не менее $0,99 \text{ см}^2$. Принимаем поперечные планки обоймы сечением 7х80 мм с $A = 5,6 \text{ см}^2$, с приведенной площадью $A_{г\delta} = 3,73 \text{ см}^2 > 0,99 \text{ см}^2$.

Расчет армирования колонн в осях М/1, М'/1 и К'/1 в уровне 2-го этажа

Минимально требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,65+1,91=3,56 \text{ см}^2$. (программой принят диаметр 16 мм).

Фактически колонна имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 20 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет

$A_{\delta\delta} = 3,56/2 = 1,78 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\delta} = 3,14 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечных стержней** арматуры А240 устраиваемых с шагом не более 300мм должна быть не менее $0,33 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 8мм с $A_{\delta} = 0,53 \text{ см}^2 > A_{\delta\delta} = 0,33 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

Таблица 2.15 - Результаты предварительно требуемого и принятого усиления колонн

2-й этаж			
Колонны в осях	Требуемое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятый вид усиления
Колонны в осях К-Б/2-10	А400 по углам сечением не менее $3,06 \text{ см}^2$ /стержни	4 вертикальных уголка 90х6 приведенным сечением $7,67 \text{ см}^2$ /стальные пластины приведенным	Стальные предварительно-напряженные

Окончание таблицы 2.15

	класса А240 сечением не менее 0,99 см ² с шагом 300 мм	сечением 3,73 см ² (принимаем сечением 80x7 мм) с шагом 300 мм	обоймы
Колонны в осях М/2-10, Л/7-8 и А/2-10	Усиление не требуется		
Угловая колонна в осях М/1	Усиление не требуется		
Рядовые колонны в осях М ² /1 и К ² /1	Усиление не требуется		

Расчет колонн 3-го этажа

Расчет армирования колонн в осях К-Б/2-10 в уровне 3-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $3.46+7.19=10.65$ см² (программой принят диаметр 28 мм). Площадь **одного** должна составлять не менее

$$A_s = 10.65 / 2 = 5.33 \text{ см}^2.$$

В качестве усиления принимаем уголки сечением (**одного**) 90x6 с $A_{i\delta} = 7,07 \text{ см}^2 > 5,33 \text{ см}^2$ (фактическое армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 20 мм, принимаем в запас несущей способности).

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечного стержня** устраиваемого с шагом не более 300 мм должна быть не менее 3,27 см². Принимаем поперечные планки обоймы сечением 7x80 мм с $A = 5,6 \text{ см}^2$.

Расчет армирования колонн в осях М/2-10, Л/7-8 и А/2-10 в уровне 3-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $2,38+0,01=2,39$ см². (программой принят диаметр 14 мм).

Фактически колонна имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 25 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет

$A_{\delta\delta} = 2,39/2 = 1,2 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\delta} = 4,909 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечных стержней** арматуры А240 устраиваемых с шагом не более 300 мм должна быть не менее $0,39 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 10 мм с $A_{\sigma} = 0,785 \text{ см}^2 > A_{\sigma, \delta} = 0,39 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

Расчет армирования колонн в осях М'/1, М/1 и К'/1 в уровне 3-го этажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $1,64+1,85=3,49 \text{ см}^2$. (программой принят диаметр 16 мм).

Фактически колонна имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 25 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет $A_{\sigma, \delta} = 3,49/2=1,74 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\sigma} = 4,909 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечных стержней** арматуры А240 устраиваемых с шагом не более 300 мм должна быть не менее $0,21 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 8 мм с $A_{\sigma} = 0,503 \text{ см}^2 > A_{\sigma, \delta} = 0,21 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

Таблица 2.16 - Результаты предварительно требуемого и принятого усиления колонн

3-й этаж			
Колонны в осях	Требуемое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятое продольное усиление/ поперечное усиление	Принятый вид усиления
Колонны в осях К-Б/2-10	А400 по углам сечением не менее $4,91 \text{ см}^2$ /стержни класса А240 сечением не менее $0,39 \text{ см}^2$ с шагом 300 мм	4 вертикальных уголка 90х6 сечением $7,07 \text{ см}^2$ / стальные пластины сечением $2,63 \text{ см}^2$ (принимаем планки сечением 80х7мм) с шагом 300 мм	Стальные предварительно напряженные обоймы
Колонны в осях М/2-10, Л/7-8 и А/2-10	Усиление не требуется		
Угловая колонна в осях М/1	Усиление не требуется		
Рядовые колонны в осях М'/1 и К'/1	Усиление не требуется		

Расчет колонн техэтажа

Минимальное требуемое расчетное армирование

Согласно выполненному расчету требуемая площадь поперечного сечения **двух** стержней продольных стержней арматуры А400 устраиваемых по углам колонны $0,03+1,7=1,73 \text{ см}^2$. (программой принят диаметр 12 мм).

Фактически колонна имеет армирование, выполненное из 4-х продольных стержней диаметром 25 мм. Требуемая площадь сечения одного стержня колонны составляет $A_{\delta\delta}=1,73/2=0,87 \text{ см}^2$, что менее фактической площади сечения стержня арматуры $A_{\delta} = 4,909 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь поперечного сечения **поперечных стержней** арматуры А240 устраиваемых с шагом не более 300 мм должна быть не менее $0,17 \text{ см}^2$. Фактически колонна имеет поперечное армирование, выполненное из поперечных стержней диаметром 8мм с $A_{\delta} = 0,503 \text{ см}^2 > A_{\delta\delta} = 0,17 \text{ см}^2$.

Усиление не требуется.

2.4 Расчет диафрагм жесткости

Расчет несущей способности существующих диафрагм жесткости

Расчеты выполнялись в программном комплексе SCAD.

На рисунке 2.23 представлены результаты расчета нижней арматуры по X AS1 для существующих диафрагм жесткости в осях Д/2-3, Г/5-6 и Д/7-8 (диафрагмы расположены слева направо соответственно). Шаг всех стержней сеток – 200мм. Остальные расчеты армирования представлены в приложении Б.

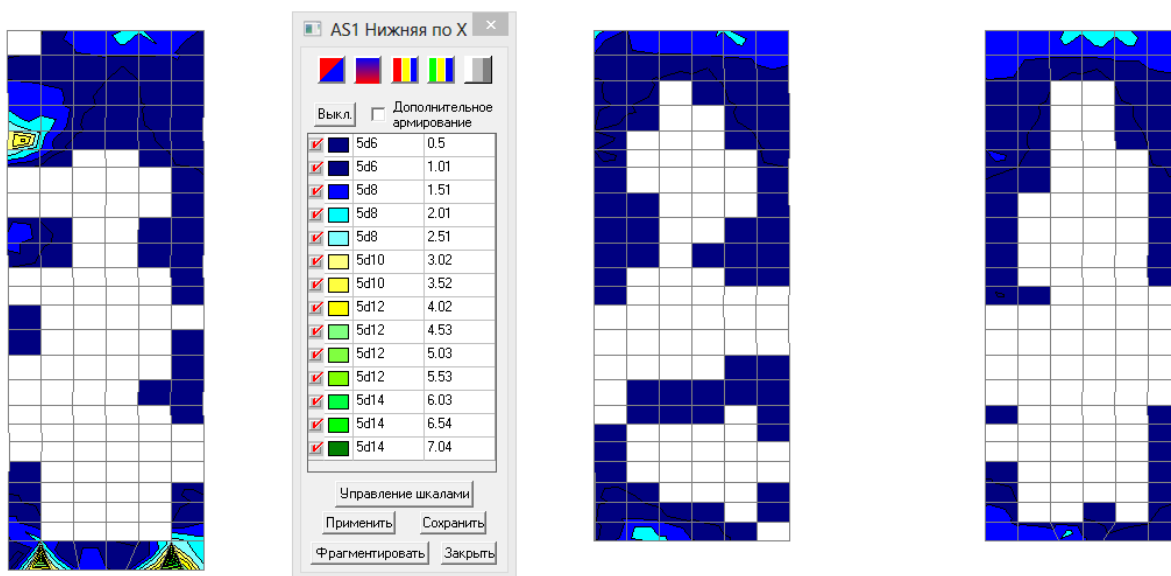


Рисунок 2.23 - Нижняя арматура по x AS1

В результате проверочных расчетов получено дополнительное армирование существующих диафрагм жесткости (таблица 2.17)

Таблица 2.17 – Дополнительное армирование существующих диафрагм жесткости

№ Этажа	Армирование (напр.)	Диафрагмы/ Дополнительное армирование					
		Д/2-3	Г/5-6	Д/7-8	Е-Д/5	Г-В/5	Е/5-6
Третий	Х (вдоль)	5d12	5d8	5d8	5d12	5d12	5d8
	У (верт)	5d6	5d6	5d6	5d6	5d6	5d6
Второй	Х (вдоль)	5d12	5d8	5d8	5d6	5d6	5d6
	У (верт)	5d6	5d6	-	5d6	5d6	-
Первый	Х (вдоль)	5d6	5d6	5d6	5d6	5d6	5d6
	У (верт)	-	-	-	5d6	5d6	-
Цокольный	Х (вдоль)	5d14	5d8	5d8	5d8	5d10	5d10
	У (верт)	5d8	5d6	5d6	5d6	5d6	5d6

Расчет армирования «новых» диафрагм жесткости

В здании были предусмотрены «новые» диафрагмы жесткости, устроенные в пределах цокольного этажа, и с 1-го по 3-й этажи включительно, в осях К/5-6 и Б/5-6.

Вычисление армирования диафрагм жесткости производилось в модуле «бетон» программного комплекса SCAD.

В результате расчетов получено армирование новых диафрагм жесткости (таблица 2.18).

Таблица 2.18- Армирование новых диафрагм жесткости

№ Этажа	Армирование (напр.)	Диафрагмы/ Армирование	
		И/14-15	С/14-15
Третий	Х (вдоль)	3.55 5d10	3.46 5d10
	У (верт)	0.63 5d6	1.33 5d6
Второй	Х (вдоль)	1.27 5d6	2.52 5d6
	У (верт)	- -	- -
Первый	Х (вдоль)	0.51 5d6	0.63 5d6
	У (верт)	- -	- -
Цокольный	Х (вдоль)	3.55 5d10	4.41 5d12
	У (верт)	1.78 5d8	1.43 5d8

2.4 Обоснование проектных решений

Усиление колонн выполняется преднапряжёнными стальными и железобетонными обоймами.

Обоймы выполняют двойную функцию: сдерживают поперечные деформации усиливаемого элемента, т. е. повышают его прочность на сжатие за счет объемного напряжения, и воспринимают часть вертикальной нагрузки, т. е. частично разгружают усиливаемый элемент. Функцию сдерживания поперечных деформаций выполняют планки стальных обойм и поперечная арматура (хомуты) железобетонных обойм, функцию восприятия вертикальной нагрузки – соответственно вертикальные уголки и бетон с продольной (вертикальной) арматурой.

Степень объемного напряжения повышается созданием в планках предварительного напряжения нагревом. Степень включения в работу вертикальных уголков стальных обойм обеспечивается предварительным напряжением домкратами.

Одновременно с помощью двух гидравлических домкратов создается вертикальное усилие, которое для обоймы из вертикальных уголков 90х6 составляет 7тс, для обойм из вертикальных уголков 100х10 - 10,5тс.

Для восприятия возросших усилий из-за неравномерных осадок фундаментов каркаса предусматривается устройство дополнительных диафрагм жесткости между колоннами в осях К/5-6 и Б/5-6 в уровне цокольного, 1-го, 2-го и 3-го этажей, также предусмотрено усиление существующих диафрагм жесткости железобетонными обоймами.

3 Расчет фундаментов

3.1 Исходные данные

3.1.1 Топографические, инженерно-геологические, гидрогеологические условия участка строительства

В геоморфологическом отношении площадка проектируемых работ расположена в пределах надпойменной террасы левого берега р. Енисей. Площадка спланирована, застроена. Имеет небольшой уклон в северном направлении.

Абсолютные отметки поверхности площадки 147,36-149,94 м. С северной стороны здания поверхность земли находится практически на одном уровне с поверхностью пола цокольного этажа, абсолютные отметки земли с северной стороны составляют 147,36-148,03 м. С южной стороны абсолютные отметки поверхности земли составляют 149,62-149,94 м.

В настоящее время площадка полностью застроена.

В геологическом строении исследуемой площадки принимают участие техногенные, аллювиальные и элювиальные отложения четвертичного возраста.

Техногенные отложения неоднородного состава и сложения, залегают непосредственно с дневной поверхности, подошва толщи насыпных грунтов проходит на глубине 1,2-3,7 м, в северной части площадки покрыты асфальтом мощностью 0,1 м, в южной части брусчаткой. Максимальная мощность насыпи отмечена в юго-западной части исследуемого участка (скв.13161), минимальная – в юго-восточной (скв.13160). Мощность насыпных грунтов, вскрытых шурфами, составляет 1,1-2,13 м.

В северной и центральной части насыпные грунты представлены галечниковыми грунтами с песчаным заполнителем до 25 %, с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона), вскрытых скважинами до глубины 3,3-3,4 м, и вскрытых шурфами до глубины 1,2-3,4 м.

В юго-западной части площадки имеют распространение насыпные грунты в виде песка средней крупности, малой степени водонасыщения с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона), мощность которых составляет 0,4 м. С глубины 0,4 м насыпные грунты представлены песками мелкими, рыхлыми, залегающими до глубины 3,7 м.

В юго-восточной части площадки насыпные грунты представлены суглинками твердыми с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона), мощность которых составляет 2,3 м.

По способу отсыпки грунты следует отнести к насыпям с завершённым процессом самоуплотнения, то есть к слежавшимся.

Аллювиальные отложения вскрыты всеми скважинами и представлены грунтами разнородного состава: песчаными, глинистыми, крупнообломочными. Литологический состав аллювиальных грунтов и мощность слоев в пределах площадки не выдержаны.

Глинистые грунты представлены супесями твердыми, залегающими в южной части площадки изысканий с глубины 2,3-3,7 м до глубины 4,7-5,7 м и суглинками текучими с включением гравия и гальки до 15%, слабозаторфованными, распространенными в центральной части здания, вскрытых при проходке шурфа № 3 с глубины 1,2 м.

Песчаные грунты представлены песками мелкими и гравелистыми, рыхлыми, средней степени водонасыщения. Пески мелкие залегают в виде слоя мощностью 4,8-5,2 м, распространены в центральной и северо-западной части площадки, вскрыты скважинами №№ 13163 и 13164 с глубины 5,3-5,9 м. Подошва слоя проходит на глубине 10,5-10,7 м.

Пески гравелистые, рыхлые, средней степени водонасыщения залегают поверх песков пылеватых, в виде прослоя мощностью 1,1-1,4 м, вскрытого скважинами №№ 13163, 13164 с глубины 4,2-4,5 м. Так же пески гравелистые вскрыты шурфом № 1 под фундаментом с глубины 2,13 м.

Крупнообломочные грунты представлены переслаивающимися гравийными грунтами с песчаным заполнителем 36,7-49,8 %, и галечниковыми грунтами с песчаным заполнителем 12,5-39,1 %, малой степени водонасыщения, ниже уровня подземных вод с глубины 10,7-16,3 м – гравийными грунтами с песчаным заполнителем 32,6-40,6 %, и галечниковыми грунтами с песчаным заполнителем 4,5-13,5 % насыщенными водой. Толща крупнообломочных грунтов развита повсеместно, вскрыта всеми скважинами с глубины 1,2-5,7 м.

Элювиальные отложения распространены в основании разреза, залегают с глубины 17,6-18,4 м представлены суглинком серого цвета, твердым. Продукт выветривания мергелей (дисперсная зона коры выветривания).

Грунты, залегающие в пределах слоя сезонного промерзания-протаивания (до глубины 3,0-3,25 м) по степени морозоопасности в природном состоянии относятся к практически непучинистым (насыпной грунт ИГЭ-1, ИГЭ-1а, ИГЭ-1б, ИГЭ-1в, супесь ИГЭ-2), к слабо пучинистым (песок ИГЭ-5) и к сильно и чрезмерно пучинистым (суглинки ИГЭ-7).

Супеси твердые ИГЭ-2, пески мелкие, средней степени водонасыщения ИГЭ-5 и насыпные грунты ИГЭ-1а и ИГЭ-1в при дополнительном увлажнении (до состояния полного водонасыщения) относятся к сильно и чрезмерно пучинистым. Насыпные грунты ИГЭ-1, ИГЭ-1б при дополнительном увлажнении (до состояния полного водонасыщения) относятся к практически непучинистым.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов на площадке принята на основании схематической карты нормативных глубин промерзания А. М. Зильберглейта и для песков мелких и супесей составляет 3,0 м, для насыпных грунтов и песков гравелистых – 3,25 м.

Гидрогеологические условия исследуемого района характеризуются наличием подземных вод типа «верховодка» и развитием водоносного горизонта аллювиальных отложений надпойменной террасы р. Енисей. В центральной части здания (шурф №3) на глубине 1,2 м (абс.отм. 146.59 м) 19

декабря 2013 года вскрыты подземные воды типа «верховодка» имеющие техногенное происхождение. Образование «верховодки» произошло за счет утечек из водонесущих коммуникаций проложенных внутри здания. Питание осуществляется за счет утечки техногенных вод из водонесущих коммуникаций. Вскрытая мощность верховодки составляет 0,5 м. Водовмещающими породами являются суглинки текучие с включением гравия и гальки до 15%, слабозаторфованные (ИГЭ-7). Водоупор не установлен.

Подземные воды водоносного горизонта аллювиальных отложений на период изысканий вскрыты на глубинах 10,7-16,3 м (абс.отм. 133,40-137,00 м). Установившийся уровень соответствует появившемуся. Водовмещающими грунтами служат гравийные и галечниковые грунты с песчаным заполнителем 17,6-35,9 %, характеризующиеся высокой водопроницаемостью.

Подземные воды водоносного горизонта аллювиальных отложений на период изысканий (май 2016 г) вскрыты на глубинах 10,7-16,3 м (абс.отм. 133,40-137,00 м). Установившийся уровень соответствует появившемуся.

Водовмещающими грунтами служат гравийные и галечниковые грунты с песчаным заполнителем.

Подземные воды порово-пластового типа, безнапорные. Питание подземных вод осуществляется за счет утечки техногенных вод из водонесущих коммуникаций и инфильтрации атмосферных осадков, особенно в период снеготаяния и ливневых дождей, и поступлений воды во время паводка из рек Кача и Енисей. Режим и глубина залегания уровня подземных вод определяется урезом воды в реках и техногенными утечками. Разгрузка подземных вод осуществляется в р. Енисей и р. Качу. Водоупором служат суглинки элювиальные (продукт выветривания мергелей), вскрытые с глубины 17,6-18,4 м.

В результате оценки положений уровня подземных вод на данной площадке и прилегающей к ней территории, зафиксированных в период проведения инженерно-геологических изысканий в 2007-2008 гг. (абс.отм. 135,2-136,7 м), а так же в мае 2016 года (абс.отм. 133,40-137,00 м) амплитуда колебания уровня подземных вод наблюдалась в интервале 0,3-1,8 м.

По химическому составу подземные воды относятся к гидрокарбонатному-кальциевому типу и гидрокарбонатно-хлоридному-кальциевому типу, с щелочной реакцией (по классификации В.А. Александрова).

3.1.2 Физико-механические свойства грунтов

В сфере воздействия проектируемого объекта выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ):

Инженерно-геологический элемент № 1 – насыпной галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %, с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона). Грунты ИГЭ-1 распространены в северной и центральной

части исследуемого участка, по данным проходки шурфов залегают до глубины 1,2-2,13 м, по данным бурения скважин – до глубины 3,3-3,4 м.

Инженерно-геологический элемент № 1а – насыпной грунт, представленный в виде суглинка твердого с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона). Грунты ИГЭ-1а распространены в юго-восточной части площадки, мощность составляет 2,3 м.

Инженерно-геологический элемент № 1б – насыпные грунты в виде песка средней крупности, малой степени водонасыщения с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона). Грунты ИГЭ-1б распространены в юго-западной части площадки, залегают в верхней части разреза в виде слоя мощностью 0,4 м.

Инженерно-геологический элемент № 1в - насыпные грунты в виде песка мелкого, рыхлого, малой степени водонасыщения. Грунты ИГЭ-1в распространены в юго-западной части площадки, залегают под слоем насыпных песков средней крупности до глубины 3,7 м. Мощность слоя грунтов ИГЭ-1в составляет 3,3 м.

Инженерно-геологический элемент № 2 - супесь твердая. Супеси ИГЭ-2 вскрыты в двух скважинах с глубины 2,3-3,7 м, до глубины 4,7-5,7 м. Мощность 2,0-2,4 м.

Инженерно-геологический элемент № 3 - галечниковый грунт с песчаным заполнителем 4-39 %, малой степени водонасыщения. Грунты ИГЭ-3 распространены повсеместно, залегают с глубины 1,1-5,7 м в виде слоев мощностью 0,9-4,6 м, переслаиваясь с гравийными грунтами.

Инженерно-геологический элемент № 3а - галечниковый грунт с песчаным заполнителем 5-14 %, насыщенный водой. Грунты ИГЭ-3а распространены в северной и центральной части площадки, залегают с глубины 11,4-11,9 м в виде слоя мощностью 3,6-6,0 м.

Инженерно-геологический элемент № 4 - гравийный грунт с песчаным заполнителем 18-50 %, малой степени водонасыщения. Грунты ИГЭ-4 залегают с глубины 4,8-10,5 м в виде слоев мощностью 0,9-8,5 м.

Инженерно-геологический элемент № 4а - гравийный грунт с песчаным заполнителем 11-41 %, насыщенный водой. Грунты ИГЭ-4а залегают с глубины 10,7-16,3 м в виде слоев мощностью 1,1-2,1 м.

Инженерно-геологический элемент № 5 - песок мелкий, рыхлый, средней степени водонасыщения. Грунты ИГЭ-5 залегают в виде слоя мощностью 4,8-5,2, вскрытого скважинами, с глубины 5,3-5,9 м.

Инженерно-геологический элемент № 6 - песок гравелистый, рыхлый, средней степени водонасыщения. Грунты ИГЭ-6 распространены в северо-западной и центральной части площадки, вскрыты двумя скважинами и одним шурфом с глубины 2,13-4,5 м. Вскрытая мощность слоя составила 0,47-1,4 м.

Инженерно-геологический элемент № 7 – суглинок с включением гравия и гальки до 15%, текучий, слабозаторфованный. Содержание органического вещества 0,226 д.е.

Грунты ИГЭ-7 имеют ограниченное распространение на площадке изысканий, вскрыты одним шурфом с глубины 1,2 м, вскрытая мощность составила 0,5 м.

Инженерно-геологический элемент № 8 – суглинок твердый, элювиальный. Продукт выветривания мергелей (дисперсная зона коры выветривания). Элювиальные грунты вскрыты всеми скважинами с глубины 17,6-18,4 м. Вскрытая мощность составила 0,5 м.

3.2 Обоснование проектных решений

Настоящий раздел проекта разработан на реконструкцию (разработка противоаварийных мероприятий) нежилого здания в связи с неравномерными осадками фундаментов, которые произошли вследствие некачественного выполнения проектно-изыскательских и строительного-монтажных работ по устройству фундаментов. Техническое состояние фундаментов, конструкций каркаса в осях Г-Ж/4-6, оценивается как аварийное, в остальных осях как ограниченно-работоспособное.

Перед началом производства работ по реконструкции, установить деревянные страховочные стойки на каждом этаже под ригели в осях Г-Ж/4-6.

Предусмотрено укрепление фундаментов следующими способами:

- устройство железобетонных обойм в нижней части кирпичных пилонов и задавливание дополнительных свай под обоймы;
- уширение ростверков по периметру с задавливанием под них свай;
- устройство новых ростверков под диафрагмы жесткости с задавливанием под них свай;
- уширение существующих ростверков с устройством в уширенной части сквозных отверстий и фундаментных болтов. Задавливание дополнительных свай осуществляется через верх ростверка. Упором служат инвентарные установки закрепленные к фундаментным болтам.

Дефицит нагрузки от здания передаётся на дополнительные сваи. Сваи приняты в виде составной по длине стальной обсадной трубы, заполняемой бетонной смесью. Усилие погружения дополнительных свай составляет 15 тс-80тс. Длина свай и усилие в конце задавливания приняты согласно расчета и отчета по инженерно-геологическим изысканиям, выполненным ООО "Фундамент" 2016г.

Задавливание дополнительных свай производится в соответствии с ВСН 16-84 при помощи домкратов ДГ-100. Сваи задавливаются попарно.

3.3 Перечень мероприятий по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушения

Строительные конструкции рассчитаны с запасами прочности согласно действующих норм. Дополнительными конструктивными мероприятиями, препятствующими разрушению фундаментов здания, является следующее:

- принят класс бетона по морозостойкости F100, по водопроницаемости W6;
- предусмотрена обмазочная гидроизоляция;
- защитный слой бетона для поверхностей фундаментов, не имеющих обмазочной гидроизоляции 70 мм.

До выполнения работ по усилению строительных конструкций и во время проведения работ установить наблюдение (мониторинг) за техническим состоянием здания.

3.4 Расчет несущей способности существующих железобетонных свайных фундаментов

Расчет деформационных характеристик свайного основания приведен в приложении В.

Согласно техническому заключению длина существующих свай 4м. Расчёт сваи ведём по скважине №1619, так как в данной скважине наихудшие грунтовые условия для основания фундаментов.

Таблица 3.1 – Относительные и абсолютные отметки

Конструкция	Относительная отметка, м	Абсолютная отметка, м
Пол первого этажа	0,000	151,19
Пол цокольного этажа	-3,400	147,79
Устье скважины 13164	-3,400	147,79
Низ ростверка в осях Д/6	-4,710	146,48
Низ острия существующей сваи в осях Д/6 (сваи длиной 4 м, но 0,3 м глубина заделки сваи в ростверк)	-8,71	142,78

Глубина погружения сваи от устья скважины:

- верха сваи - $147,79 - 146,48 = 1,31$ м;

- низа (острия) сваи- $147,79 - 142,78 = 5,01$ м.

Сваю рассчитываем на глубинах 1,31-5,01 м.

Согласно СП 24.13330.2011 несущую способность F_d свай следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u\Sigma\gamma_{cf} f_i h_i), \quad (3.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

$A = 0,3 \times 0,3 = 0,09$ м² – площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади сваи-оболочки нетто;

$u = 4 \times 300 = 1200$ мм = 1,2 м - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$\gamma_{cr} = 1,1, \gamma_{cf} = 1$ - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 7.4 СП 24.13330.2011;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по таблице 7.2 СП 24.13330.2011;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

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

В таблице 3.2 приведен расчет удельного сопротивления сваи в грунтах.

Таблица 3.2 - Расчет удельного сопротивления сваи в грунтах

Наименование элемента	Наименование грунта	Интервал слоя, м	Мощность слоя, м	Средняя глубина расположения слоя, м	Коэффициент пористости	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи, кПа (таблица 2 СТО 86621964-002-2013)	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи в пределах слоя, кПа (4)·(7)	Удельн. сопротив. под нижним концом сваи, кПа. (таблица 7.2 СП 24.13330.2011)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
ИГЭ-1	Насыпной грунт (галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %)	1,31-3,4	2,09	2,36	-	-	-	
ИГЭ-3	галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12,5-39,1%. плотные	3,4-4,2	0,8	3,8	0,405	58*	41,6*/54,08	
ИГЭ-6	песок гравелистый, рыхлый	4,2-5,01	0,81	4,6	0,762	63**	51,03***/33,17 ⁴	
ИГЭ-5	песок мелкий, рыхлый	Ниже 5,3						<u>2900⁵/1885</u>
Сумма удельного бокового сопротивления сваи с 1,31-8,51 м:							88	

⁴ Согласно ВСН 67-09-15-87 здесь и далее для рыхлых песков снижаем на 35%

⁵ Так как расстояние от нижнего конца сваи до подстилающего слоя менее 0,3 м, а подстилающий слой (ИГЭ-5) имеет худшие характеристики по сравнению со слоем опирания конца сваи (ИГЭ-6) принимаем удельное сопротивление под нижним концом сваи соответствующее грунтовым условиям ИГЭ-5

Окончание таблицы 3.2

*Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем f_i на 20%. **Согласно прим. к табл. 2 уменьшаем f_i на 35%.

Несущая способность существующей сваи:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u\Sigma\gamma_{cf}f_i h_i) = 1 \cdot (1,1 \cdot 1885 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 88) = 292,2 \text{ кН},$$

где $R=1885$ кПа – таблица 12, графа 9;

$f_i=88$ кПа (тс/м²) - таблица 12, графа 8.

Допускаемая нагрузка на существующую сваю определяется по формуле

$$N = \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (3.2)$$

где $\gamma_0=1,15$ - коэффициент условий работы при кустовом расположении свай, принимаемый по п.7.1.11 СП 24.13330.2011;

$\gamma_n=1,15$ - коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый по п.7.1.11 СП 24.13330.2011;

$\gamma_k=1,4$ - коэффициент надежности по грунту, принимаемый по п.7.1.11 СП 24.13330.2011.

$$N = \frac{1,15 \cdot 292,2}{1,15 \cdot 1,4} = 208,7 \text{ кН} = 20,8 \text{ тс}.$$

Допускаемая нагрузка на существующую железобетонную сваю составляет: $N = 20,8$ тс.

В таблице 3.3 приведен расчет дефицита допускаемой нагрузки на грунтовое основание куста свай под ростверк колонны здания.

Таблица 3.3 - Расчет дефицита допускаемой нагрузки на грунтовое основание куста свай под ростверк колонны здания

Допускаемая нагрузка на существующую сваю, тс	Ростверк	Допускаемая нагрузка на куст свай, тс	Нагрузки на куст свай с учетом веса ростверка и свай, тс	Дефицит Nd, тс
20,8	Трехсвайный (+будут еще 4 сваи усиления)	$20,8 \cdot 3 = 62,4$	$223,78^* + 1,5 \cdot 2,7 \cdot 2,6 \cdot 1,1 \cdot 2,5 + 4 \cdot 3 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 2,5 + 4 \cdot 11 \cdot 0,038 \cdot 1,1 \cdot 2,5 = 260,3$	197,9
20,8	Трехсвайный (+будут еще 2 сваи усиления)	$20,8 \cdot 3 = 62,4$	$99,27^{**} + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2,3 \cdot 1,1 \cdot 2,5 + 4 \cdot 3 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 11 \cdot 0,038 \cdot 1,1 \cdot 2,5 = 118,6$	56,2

*значения взяты с соответствующих эпюр с учетом коэффициента надежности по ответственности здания (Усилие $R_z=223,37$ тс в ростверке в осях К/5 - 3-я комбинация загружений).

**значения взяты с соответствующих эпюр с учетом коэффициента надежности по

ответственности здания (Усилие $R_z=99,27$ тс в ростверке в осях Ж/З - 9-я комбинация загрузений).

3.5 Определение расчётных нагрузок на дополнительные сваи

Определение расчетной нагрузки на дополнительную сваю под пилон

В проекте предусмотрено, что половина нагрузки от веса кирпичного пилона передаётся на дополнительную сваю, вторая половина нагрузки передаётся на ростверк колонны.

Согласно приложению Б расчетная нагрузка от веса кирпичного пилона 18,26 т. Следовательно, расчётная нагрузка на дополнительную сваю от веса пилона $18,26/2=9,13$ т.

$N_{\text{сум.}}=9,13$ тс - суммарная расчетная нагрузка на дополнительную сваю под пилон.

Определение расчетной нагрузки на дополнительную сваю под колонны с трёхсвайным ростверком с 4-мя дополнительными сваями

Наиболее нагруженный ростверк расположен в осях Б/6. Усиление данного ростверка производится 4-мя дополнительными сваями.

$R_z=43,56$ тс - максимальная расчетная нагрузка на дополнительную сваю под колонны с трёхсвайным ростверком с 4-мя дополнительными сваями (для элемента №10291, сочетание 7).

3.6 Расчет допускаемых нагрузок на дополнительные сваи

Расчет допускаемой нагрузки на дополнительную сваю под пилоны

Расчёт допускаемой нагрузки на дополнительные сваи под пилоны ведём по скважине №1618, так как в данной скважине наилучшие грунтовые условия для основания фундаментов по крайним осям здания.

Предварительно принимаем, что сваю погрузили в грунт ИГЭ-4а (гравийный грунт с песчаным заполнителем 32,6-40,6%) на 0,82 м.

Для расчета возьмём пилоны по 2 оси. Предварительно принимаем сваю длиной 13 метров и диаметром 159 мм.

Таблица 3.4 – Относительные и абсолютные отметки

Конструкция	Относительная отметка, м	Абсолютная отметка, м
Пол первого этажа	0,000	151,19
Пол цокольного этажа	-3,400	147,79
Устье скважины 1618	-3,400	147,79
Верх дополнительной сваи под пилон по оси 2 в обойме	-2,010	149,18
Верх дополнительной сваи под пилон по оси 2 в грунте	-3,510	147,68
Низ дополнительной сваи	-15,01	136,18

Глубина погружения сваи от устья скважины:

- верха сваи в грунте – 0,11 м;

- низа сваи- $147,79-136,18=11,61$ м.

То есть сваю рассчитываем на глубинах 0,11 м-11,61 м.

Согласно СП 24.13330.2011 несущую способность F_d свай следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cr}RA + u\Sigma\gamma_{cf}f_i h_i),$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

$A=0,0198$ м² – площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади сваи-оболочки нетто;

$u=2\pi R=2 \times 3.14 \times 0.08=0.50$ м - наружный периметр поперечного сечения сваи, м.

$\gamma_{cr} = 1,1, \gamma_{cf} = 1$ - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 7.4 СП 24.13330.2011;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа (тс/м²), принимаемое по таблице 7.2 СП 24.13330.2011;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа (тс/м²), принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

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

По условию п.12.3 СП СП 24.13330.2011 при расчете значения R и f_i умножаем на понижающие коэффициенты условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2} .

В таблице 3.5 приведен расчет удельного сопротивления сваи в грунтах.

Таблица 3.5 - Расчет удельного сопротивления сваи в грунтах

Наименование элемента	Наименование грунта	Интервал слоя, м	Мощность слоя, м	Средняя глубина расположения слоя, м	Коэффициент пористости	Удельн. сопрот. на боковой поверхн. сваи, кН (таблица 2 СТО 8662196 4-002-2013)	Удельн. сопрот. на боковой поверхн. сваи в пределах слоя, кН (4)·(7)	Удельн. сопрот. под нижним концом сваи, кН. (таблица 7.2 24.13330.2011)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
ИГЭ-1	Насыпной грунт	0,11-2,11	2	1,11		-	-	
	(галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %)	0,11-3,3	1,19	1,71		-	-	
ИГЭ-3	галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12,5-39,1%. Плотный	3,3-4,5	1,2	3,9	0,405	58*	69,6*/83,5	
ИГЭ-6	песок гравелистый, рыхлый	4,5-5,9	1,4	5,2	0,762	67**	93,8/61	
ИГЭ-5	песок мелкий, рыхлый	5,9-7,9	2	6,9	0,86	45**	90/58,5	
		7,9-9,9	2	8,9		49**	98/63,7	
		9,9-10,7	0,8	10,3		52**	41,6/27,04	
ИГЭ-4а	гравийный грунт с песчаным заполнителем 32,6-40,6%. Средней плотности.	10,7-11,61	0,91	11,7	0,603	82	74,6	8600
Сумма удельного бокового сопротивления сваи с 0,11-11,61м:							368	
*Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем f_i на 20%. **Согласно прим. к табл. 2 уменьшаем f_i на 35%.								

Несущая способность дополнительной сваи:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{CR}RA + u\Sigma\gamma_{cf}f_i h_i) = 1 \cdot (1,1 \cdot 8600 \cdot 0,0198 + 0,50 \cdot 368) = 371,3 \text{ кН,}$$

где $R=8600$ кПа – таблица 15, графа 9;

$f_i=368$ кПа (тс/м²)- таблица 15, графа 8.

Расчетная допускаемая нагрузка на дополнительную сваю:

$$N = \frac{1,15 \cdot 371,3}{1,15 \cdot 1,4} = 265,2 \text{ кН} = 26,5 \text{ тс.}$$

26,5 тс > 9,13 тс (п 3.5), следовательно несущая способность дополнительной сваи диаметром 159 мм и длиной 13 м достаточная.

Необходимое усилие задавливания составит:

$$F = 9,13 \cdot 1,2 = 11,0 \text{ тс}$$

Расчет допускаемой нагрузки на дополнительную сваю под колонны с трёхсвайным ростверком с 4-мя дополнительными сваями

Расчёт допускаемой нагрузки на дополнительные сваи ведём по скважине №1618, так как в данной скважине наихудшие грунтовые условия для основания фундаментов.

Предварительно принимаем, что сваю погрузили в грунт ИГЭ-4 (гравийный грунт с песчаным заполнителем 36,7-49,8% (песок средней крупности, плотный)) на 0,61 м.

Расчет сваи длиной 11 м

Для расчета берём самую нагруженную сваю в ростверке - ростверк в осях Б/6. Предварительно принимаем сваю длиной 11 метров и диаметром 219 мм.

Таблица 3.6 – Относительные и абсолютные отметки

Конструкция	Относительная отметка, м	Абсолютная отметка, м
Пол первого этажа	0,000	151,19
Пол цокольного этажа	-3,400	147,79
Устье скважины 1618	-3,400	147,79
Верх дополнительной сваи в осях Б/6 в ростверке	-3,510	147,68
Верх дополнительной сваи в осях Б/6 в грунте	-5,010	146,18
Низ дополнительной сваи в осях Б/6	-14,51	136,68

Глубина погружения сваи от устья скважины:

- верха сваи в грунте - $147,79 - 146,18 = 1,61$ м;

- низа сваи - $147,79 - 136,68 = 11,11$ м.

То есть сваю рассчитываем на глубинах 1,61-11,11 м.

Согласно СП 24.13330.2011 несущую способность F_d свай следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u\Sigma\gamma_{cf} f_i h_i),$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

$A=0,0038 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади сваи-оболочки нетто;

$u=2\pi R=2 \times 3.14 \times 0.11=0.69 \text{ м}$ - наружный периметр поперечного сечения сваи, м.

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа (тс/м^2), принимаемое по таблице 7.2 СП 24.13330.2011;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа (тс/м^2), принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

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

По условию п.12.3 СП 24.13330.2011 при расчете значения R и f_i умножаем на понижающие коэффициенты условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2} .

В таблице 3.7 приведен расчет удельного сопротивления сваи в грунтах.

Таблица 3.7 - Расчет удельного сопротивления сваи в грунтах

Наименование элемента	Наименование грунта	Интервал слоя, м	Мощность слоя, м	Средняя глубина расположения слоя, м	Коэффициент пористости	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи, кН (таблица 2 СТО 86621964-002-2013)	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи в пределах слоя, кН (4)·(7)	Удельн. сопротив. под нижним концом сваи, кН. (таблица 7.2 СП 24.13330.2011)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
ИГЭ-1	Насыпной грунт (галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %)	1,61-3,4	1,79	2,51	-	-	-	
ИГЭ-3	галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12,5-39,1%. Плотный	3,4-4,2	0,8	3,8	0,405	62,8*	50,2*/65,3	
ИГЭ-6	песок	4,2-5,3	1,1	4,75	0,762	66**	72,6/47,2	

Окончание таблицы 3.7

	гравелистый , рыхлый							
ИГЭ-5	песок мелкий, рыхлый	5,3-7,3	2	6,3	0,86	45**	90/58,5	
		7,3-9,3	2	8,3		49**	98/63,7	
		9,3-10,5	1,2	9,9		52**	62,4/40,5	
ИГЭ-4	гравийный грунт с песчаным заполнителем 36,7-49,8% (песок средней крупности, плотный)	10,5- 11,11	0,61	10,8	0,512	81,6*	49,8*/64,7	<u>8620***/</u> <u>12068</u>
Сумма удельного бокового сопротивления сваи с 1,61-11,11 м:							<u>339,9</u>	
*Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем f_i на 30%. **Согласно прим. к табл. 2 уменьшаем f_i на 35%. ***Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем на R_i на 40%.								

Несущая способность дополнительной сваи:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{CR}RA + u\Sigma\gamma_{cf}f_i h_i) = 1 \cdot (1,1 \cdot 12068 \cdot 0,038 + 0,69 \cdot 339,9) = 738,9 \text{ кН,}$$

где $R=12068$ кПа – таблица 17, графа 9;

$f_i=339,9$ кПа (тс/м²)- таблица 17, графа 8.

Расчетная допускаемая нагрузка на дополнительную сваю:

$$N = \frac{1,15 \cdot 738,9}{1,15 \cdot 1,4} = 527,8 \text{ кН} = 53,8 \text{ тс.}$$

Условие 1

53,8 тс > 43,56 тс соблюдается,

Условие 2

$N_d/n=197,9/4=49,5$ тс < 53,8 тс соблюдается,

следовательно несущая способность дополнительной сваи диаметром 219 мм и длиной 11 м достаточная.

Необходимое усилие задавливания составит:

$$F = 43,56 \cdot 1,2 = 52,3 \text{ тс}$$

Расчет свай длиной 10 м

Для расчета берём самую нагруженную сваю в ростверке - ростверк в осях М/3. Предварительно принимаем сваю длиной 10 метров и диаметром 219 мм.

Таблица 3.8 – Относительные и абсолютные отметки

Конструкция	Относительная отметка, м	Абсолютная отметка, м
Пол первого этажа	0,000	151,19
Пол цокольного этажа	-3,400	147,79
Устье скважины 1618	-3,400	147,79
Верх дополнительной сваи в осях М/6 в ростверке	-4,510	146,68
Верх дополнительной сваи в осях М/6 в грунте	-5,210	145,98
Низ дополнительной сваи в осях М/6	-14,51	136,68

Глубина погружения сваи от устья скважины:

- верха сваи в грунте - $147,79 - 146,68 = 1,81$ м;

- низа сваи - $147,79 - 136,68 = 11,11$ м.

То есть сваю рассчитываем на глубинах 1,61-11,11 м.

Согласно СП 24.13330.2011 несущую способность F_d свай следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

$A = 0,0038 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади сваи-оболочки нетто;

$u = 2\pi R = 2 \times 3,14 \times 0,11 = 0,69$ м - наружный периметр поперечного сечения сваи, м.

$\gamma_{cr} = 1,1$, $\gamma_{cf} = 1$ - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 7.4 СП 24.13330.2011;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по таблице 7.2 СП 24.13330.2011;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

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

По условию п.12.3 СП 24.13330.2011 при расчете значения R и f_i умножаем на понижающие коэффициенты условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2} .

В таблице 3.9 приведен расчет удельного сопротивления сваи в грунтах.

Таблица 3.9 - Расчет удельного сопротивления сваи в грунтах

Наименование элемента	Наименование грунта	Интервал слоя, м	Мощность слоя, м	Средняя глубина расположения слоя, м	Коэффициент пористости	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи, кН (таблица 2 СТО 86621964-002-2013)	Удельн. сопротив. на боковой поверхн. сваи в пределах слоя, кН (4)·(7)	Удельн. сопротив. под нижним концом сваи, кН. (таблица 7.2 СП 24.13330.2011)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
ИГЭ-1	Насыпной грунт (галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %)	1,81-3,4	1,79	2,51	-	-	-	
ИГЭ-3	галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12,5-39,1%. Плотный	3,4-4,2	0,8	3,8	0,405	62,8*	50,2*/65,3	
ИГЭ-6	песок гравелистый, рыхлый	4,2-5,3	1,1	4,75	0,762	66**	72,6/47,2	
ИГЭ-5	песок мелкий, рыхлый	5,3-7,3	2	6,3	0,86	45**	90/58,5	
		7,3-9,3	2	8,3		49**	98/63,7	
		9,3-10,5	1,2	9,9		52**	62,4/40,5	
ИГЭ-4	гравийный грунт с песчаным заполнителем 36,7-49,8% (песок средней крупности, плотный)	10,5-11,11	0,61	10,8	0,512	81,6*	49,8*/64,7	<u>8620***/12068</u>
Сумма удельного бокового сопротивления сваи с 1,61-11,11 м:							<u>339,9</u>	
*Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем f_i на 30%. **Согласно прим. к табл. 2 уменьшаем f_i на 35%. ***Согласно прим. к табл. 2 увеличиваем на R_i на 40%.								

Несущая способность дополнительной сваи:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{CR}RA + u\Sigma\gamma_{cf}f_i h_i) = 1 \cdot (1,1 \cdot 12068 \cdot 0,038 + 0,69 \cdot 339,9) = 738,9 \text{ кН},$$

где $R=12068$ кПа – таблица 19, графа 9;

$f_i=339,9$ кПа (тс/м²)- таблица 19, графа 8.

Расчетная допускаемая нагрузка на дополнительную сваю:

$$N = \frac{1,15 \cdot 738,9}{1,15 \cdot 1,4} = 527,8 \text{ кН} = 53,8 \text{ тс}.$$

Условие

53,8 тс > 46,3 тс соблюдается,

где 46,3 – максимальное усилие в сваи (9-я комбинация загрузений). Данное усилие включает вес ростверка и сваи.

Условие 2

$N_d/n=56,2/2=28,1$ тс < 53,8 тс соблюдается,

где 56,2 тс – дефицит несущей способности ростверка (см. таблицу 13).

Следовательно несущая способность дополнительной сваи диаметром 219 мм и длиной 10 м достаточная.

Необходимое усилие задавливания в 10 метровых сваях составит:

$$F = 46,3 \cdot 1,2 = 55,6 \text{ тс}.$$

3.7 Результаты расчетов

Расчёт допускаемой нагрузки на дополнительные сваи производились по скважинам №1619 и №1618, так как в данных скважинах наихудшие грунтовые условия для основания фундаментов. Все дополнительные сваи погружены в грунт ИГЭ-4 (гравийный грунт с песчаным заполнителем 36,7-49,8%) и ИГЭ-4а (гравийный грунт с песчаным заполнителем 32,6-40,6%).

Сваи под каркас здания приняты диаметром 219 мм, под кирпичные пилоны здания диаметром 159 мм.

Расчёты несущей способности свай выполнены по СП 24.13330.2011.

Таблица 3.10 – Результаты расчетов

Дополнительная свая под:	Расчётная нагрузка на дополнительную сваю, тс	Допускаемая нагрузка на дополнительную сваю, тс	Усилие задавливания дополнительной сваи, тс
пилоны	9,13	26,5	11,0
колонны с трёхсвайным ростверком с 4-мя дополнительными сваями	43,56	53,8	52,3
колонны с трёхсвайным ростверком с 2-мя дополнительными сваями	46,3	53,8	55,6

В итоге для усиления свайного фундамента приняты дополнительные сваи длиной 9м, 10м, 11м и 12 м (Сс90-220, Сс100-220, Сс110-220, Сс100-220*, Сс110-220* и Ст120-160).

Усилие задавливания составит:

- для дополнительных свай под пилоны – 11 т;
- для дополнительных свай, задавливаемых через верх ростверка через гильзы- 52,3 т;
- для дополнительных свай, задавливаемых снизу ростверка - 55,6 т.

4 Технология строительного производства

4.1 Условия осуществления строительства

Природно-климатические условия строительства:

Климатический район строительства - 1В.

Климат Красноярска и его окрестностей резко континентальный, он характеризуется продолжительной малоснежной зимой, коротким теплым летом, короткой сухой весной с поздними возвращениями холодов (заморозками), непродолжительной осенью с ранними заморозками и частыми возвратами тепла. В течение большей части года преобладает циклоническая форма циркуляции. Влиянием сибирского антициклона зимой определяются устойчивые зимние морозы. Среднегодовая температура воздуха в Красноярске положительная и составляет 0.5-0.6°С.

Годовая сумма осадков составляет 454 мм, большая часть из них выпадает в летний период. Осадки летом носят преимущественно ливневой характер.

Преобладающее направление ветра – юго-западное. Наибольшие скорости ветра чаще наблюдаются весной.

Расчетная температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 составляет минус 37°С, с обеспеченностью 0.98 - минус 40°С.

Средняя температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 составляет минус 42°С [СП 131.13330.2018].

Снеговой район III, нормативная снеговая нагрузка $S_g=1,5$ кН/м² [5].

Ветровой район III, нормативное значение ветрового давления 0,38 кПа [5].

Гололедный район III с толщиной стенки гололеда 10 мм [5].

Сведения об условиях обеспечения материалами и конструкциями, о расстояниях для их доставки, видах транспорта, о необходимых запасах материалов:

Снабжение строительства местными материалами и изделиями будет производиться с предприятий расположенных в Красноярском крае и в других регионах Российской Федерации по существующим транспортным коммуникациям.

Красноярск является крупным транзитным узлом, расположенным на пересечении Транссибирской магистрали и исторически сложившихся торговых путей по реке Енисей.

Через город проходит Транссибирская магистраль, осуществляется железнодорожное сообщение Красноярск — Уяр — Саянская — Абакан, Красноярск — Ачинск — Абакан, Красноярск — Богучаны, Красноярск — Ачинск — Лесосибирск.

Через Красноярск проходит автомобильная трасса «Сибирь» Р255 (Новосибирск — Красноярск — Иркутск). Начинаются трассы: «Енисей» Р257 (Красноярск — Абакан — Кызыл — Государственная граница), идущая в Монголию (Цаган-Толгой) и «Енисейский тракт» Р409 (Красноярск — Лесосибирск — Енисейск).

Источник обеспечения строительной площадки водой, электроэнергией, сжатым воздухом:

Реконструируемый объект снабжен водой и электроэнергией от красноярского жилищно-коммунального комплекса «Краском».

Снабжение строительной площадки предусмотрено:

- сжатым воздухом – от передвижных компрессоров;
- кислородом и ацетиленом – в баллонах (емк. баллонов 5-6 тыс.л. растворенного или сжатого газа);
- размещение склада ГСМ на строительной площадке не предусмотрено.

Состав участников строительства:

Заказчик: торгово-экономическое Общества с ограниченной ответственностью «Да Дун Юань».

Подрядчик: Общество с ограниченной ответственностью «Фундамент».

Данные о потребности строительной площадки в инвентарных временных зданиях и сооружениях производственного и жилищно-бытового назначения:

Для складирования строительных требуются склады материально-технические неотопливаемые и навесы под сталь арматурную.

Требуемые на период строительства временные помещения:

- гардеробная с помещением для отдыха и обогрева;
- душевая и умывальник;
- туалет;
- контора;
- пост охраны;
- медпункт.

4.2 Работы подготовительного периода

Для проведения работ по реконструкции данного объекта необходимо провести подготовительные работы по обеспечению бытового городка электричеством, временным водоснабжением и канализацией.

Реконструируемое здание обеспечено подъездными дорогами, электричеством, водой и канализацией.

4.3 Технологическая карта

4.3.1 Область применения

Технологическая карта разработана на усиление существующих серийных колонн преднапряжёнными стальными обоймами. Обоймы выполняют двойную функцию: сдерживают поперечные деформации усиливаемого элемента, т. е. повышают его прочность на сжатие за счет объемного напряжения, и воспринимают часть вертикальной нагрузки, т. е. частично разгружают усиливаемый элемент. Функцию сдерживания поперечных деформаций выполняют планки стальных обойм, функцию восприятия вертикальной нагрузки – вертикальные уголки. Степень объемного напряжения повышается созданием в планках предварительного напряжения нагревом. Степень включения в работу вертикальных уголков стальных обойм обеспечивается предварительным напряжением домкратами.

Одновременно с помощью двух гидравлических домкратов создается вертикальное усилие, которое для обоймы из вертикальных уголков 90х6 составляет 7тс, для обойм из вертикальных уголков 100х10 - 10,5тс.

Реконструируемое здание – здание 4-х этажного железобетонного торгового дома, расположенное по адресу: г. Красноярск, пр. Мира, 10 стр. 1. Здание имеет прямоугольную в плане форму, габариты в осях составляют 48,0 х 48,0 м.

Конструктивная схема каркасная в конструкциях серии ИИ-04. Каркас решен по связевой схеме с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. Пространственная устойчивость здания обеспечивается системой вертикальных устоев, объединенных горизонтальными дисками перекрытий. Вертикальными устоями служат сборные железобетонные диафрагмы жесткости и колонны.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 151,190.

Фундаменты здания - свайные, с забивными сваями сечением 300х300 мм и монолитными железобетонными ростверками.

Стены наружные - стеновые панели из легкого бетона, толщиной 400 мм.

Внутренние стены и перегородки – полнотелый кирпич К-р-по 250х120х65/1НФ/100/2.0/35/ГОСТ 530-2012 на растворе марки 50, толщиной 120 мм.

Перекрытия - сборные железобетонные, из многопустотных плит толщиной 220 мм, монолитных участков по железобетонным ригелям.

Колонны каркаса сборные железобетонные с размерами поперечного сечения 300х300 мм, одно и двухконсольные.

Ригели сборные железобетонные с высотой сечения 450 мм с поперечным и продольным расположением.

Диафрагмы жесткости — сборные железобетонные панели толщиной 140мм.

Лестницы сборные из железобетонных элементов заводского изготовления (лестничные марши с полуплощадками).

4.3.2 Общие положения

Разделы технологической карты были разработаны согласно:

- МДС 12-29.2006 «Методические рекомендации по разработке оформлению технологической карты» [32];
- СП 48.13330.2019 «Организация строительства» [33];
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции» [34];
- Приказ Минтруда России от 11.12.2020 N 883н "Об утверждении Правил по охране труда при строительстве, реконструкции и ремонте".

4.4 Организация и технология выполнения работ

4.4.1 Подготовительные работы

Перед началом работ по устройству обоев, должны быть выполнены подготовительные работы:

- разбор существующих конструкций пола;
- очистка поверхности колонн от штукатурного слоя;
- доставка на площадку и подготовка к работе рабочего инвентаря, строительных лесов, необходимых приспособлений и материалов;
- устроены подъезды, временные автодороги и складские площадки;
- получено разрешение на усиление колонн.

4.4.2 Основные работы

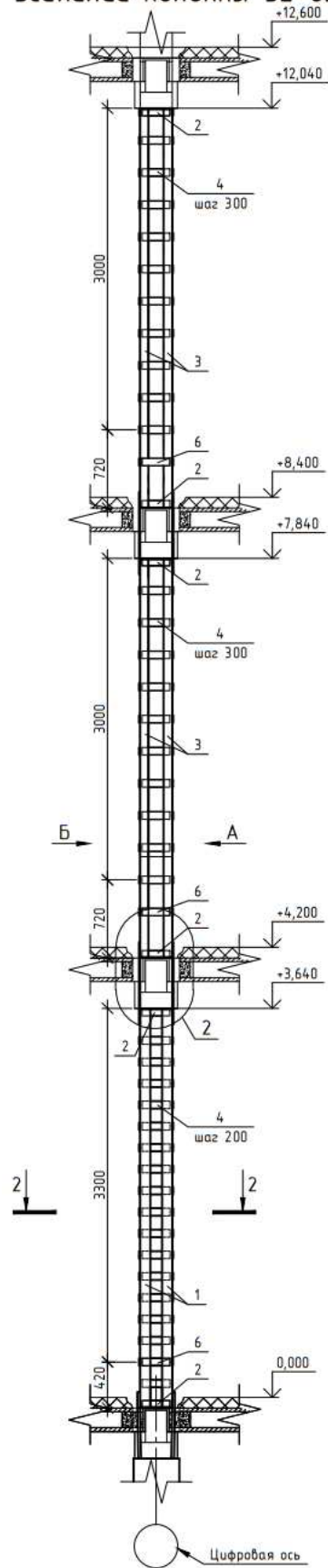
На рисунке 4.1 приведено расположение элементов усиления колонны.

Работы по усилению колонн производятся в следующей последовательности:

- К уголкам позиций 1,3 приварить один конец внутренних планок поз.4.
- Позиции 1, 3 установить в проектное положение, предварительно для плотного прилегания стесать углы колонн.
- Планки позиции 4 приварить к позициям 1, 3 предварительно разогрев их до температуры 200 °С. Работы производить последовательно от середины яруса.
- Предварительное напряжение в обоймах усиления колонн создавать нагревом поперечных планок и спомощью двух гидравлических домкратов ДУ10П100, установленных одновременно с двух противоположных сторон колонны и подключенных к одной насосной станции. Домкраты устанавливать на нижние уголки обоймы (через инвентарные пластины). Нагрузку от домкрата передавать посредством упорной детали, упираемой в упорную

пластину. Работы производить последовательно на каждом ярусе, начиная с нижнего яруса.

Усиление колонны Ч2-02



Вид А, вид Б

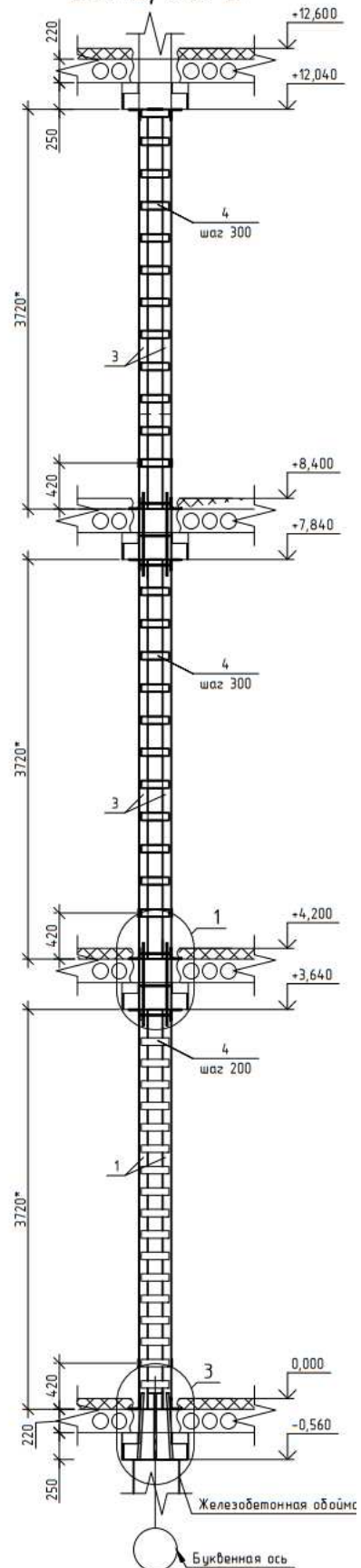


Рисунок 4.1 – Усиление колонны

- Для обоймы из уголков позиции 1 вертикальное усилие предварительного напряжения равно 10 тс, для обоймы из уголков позиции 3 – 7 тс.

- Для создания напряжения в осях Е/5, Д/5, Г/5, В/5, И/3 зазор между консолями колонн и уголками позиции 2 выбрать стальными пластинами, толщиной 1-3 мм. Забитые пластины сварить между собой с уголком позиции 2.

- Приварить уголки позиции 2, плотно подогнанными к горизонтальным несущим конструкциям через слой жесткого цементно-песчаного раствора М200.

- Сварку производить электродом Э-42А по ГОСТ 9467-75, катеты сварных швов принять 6 мм.

4.4.3 Заключительные работы

- Колонны оштукатурить по сетке.

- Убрать территорию от строительного мусора и внутренняя уборка в здании.

4.5 Требования к качеству работ

Контроль качества выполнения отдельных видов работ необходимо осуществлять в соответствии с указаниями РСН 342-86.

Усиленные железобетонные конструкции подлежат приемке с целью проверки надежности обеспечения прочности и устойчивости отдельных элементов, частей, либо всего сооружения или здания в целом.

При приемке усиленных обоймами конструкций необходимо проверить соответствие сечения и размеров рабочим чертежам. Должна быть проверена вся документация, связанная с приемкой и испытанием примененных материалов, изделий, а также отдельных видов работ (прочность, морозостойкость и другие качества бетона, предусмотренные проектом; характеристика арматуры, качество ее монтажа; акты на скрытые виды работ).

Отклонения размеров и положения конструкций не должны превышать предусмотренных СП 70.13330.2012 или проектом усиления.

При приемке конструкций, усиленных стальными элементами следует проверить геометрические размеры элементов усиления и их сечений, допустимость отклонений от проектных размеров согласно требованиям СП 70.13330.2012 и проекта усиления, проверить качество отдельных монтажных стыков и всю документацию, связанную с приемкой материалов и изделий.

При усилении конструкций под нагрузкой в акте приемки отмечаются уровень загруженности конструкций (при контроле инструментальными методами); либо усилия в разгружающих устройствах, а также монтажная нагрузка, прикладываемая для разгрузки элемента конструкции; данные о включении в работу.

В необходимых случаях проводится испытание отдельных усиленных конструкций по программе, разработанной проектной организацией.

Контроль качества сварных соединений стальных конструкций производится:

- внешним осмотром с проверкой геометрических размеров и формы швов в объеме 100 %;

- неразрушающими методами (радиографированием или ультразвуковой дефектоскопией) в объеме не менее 0,5 % длины швов..

Результаты контроля качества сварных соединений стальных конструкций должны отвечать требованиям СП 70.13330.2012.

Контроль размеров сварного шва и определение величины выявленных дефектов следует производить измерительным инструментом, имеющим точность измерения $\pm 0,1$ мм, или специальными шаблонами для проверки геометрических размеров швов. При внешнем осмотре рекомендуется применять лупу с 5-10-кратным увеличением.

При внешнем осмотре качество сварных соединений конструкций должно удовлетворять требованиям таблицы 4.1.

Таблица 4.1 – Нормы оценки качества сварных соединений конструкций по результатам визуального контроля

Элементы сварных соединений, наружные дефекты	Требования к качеству, допустимые размеры дефектов
- Поверхность шва	Равномерно-чешуйчатая, без прожогов, наплывов, сужений и перерывов. Плавный переход к основному металлу.
- Подрезы	Глубина до 5 % толщины свариваемого проката, но не более 1 мм.
- Дефекты удлиненные и сферические одиночные	Глубина до 10 % толщины свариваемого проката, но не более 3 мм. Длина - до 20 % длины оценочного участка.
- Дефекты удлиненные сферические в виде цепочки или скопления	Глубина до 5 % толщины свариваемого проката, но не более 2 мм. Длина - до 20 % длины оценочного участка. Длина цепочки или скопления - не более удвоенной длины оценочного участка.
- Дефекты (непровары, цепочки и скопления пор) соседние по длине шва	Расстояние между близлежащими концами - не менее 200 мм.
- Непровары, несплавления, цепочки и скопления наружных дефектов	Не допускаются.
-Подрезы: вдоль усиления местные поперек усиления	Глубина - не более 0,5 мм при толщине свариваемого проката до 20 мм и не более 1 мм - при большей толщине. Длина - не более удвоенной длины оценочного участка.

Трещины всех видов и размеров в швах сварных соединений конструкций не допускаются и должны быть устранены с последующей заваркой и контролем.

Контроль швов сварных соединений конструкций неразрушающими методами следует проводить после исправления недопустимых дефектов, обнаруженных внешним осмотром.

Выборочному контролю швов сварных соединений, качество которых согласно проекту требуется проверять неразрушающими физическими методами, должны подлежать участки, где наружным осмотром выявлены дефекты, а также участки пересечения швов. Длина контролируемого участка не менее 100 мм.

Пооперационный контроль качества представлен в таблице 4.2.

Таблица 4.2 - Пооперационный контроль качества

Наименование операций	Должностное лицо из линейных ИТР, осуществляющих контроль	Метод выполнения контроля		
		способ	инструмент	периодичность
Проверка качества установки обоймы	прораб, мастер	визуально	-	в процессе работ
Проверка качества сварных швов	прораб, мастер	визуально	-	в процессе работ

4.6 Потребность в материально-технических ресурсах

4.6.1 Выбор грузоподъемных механизмов

Автомобильный кран подбираем аналитическим методом, определяя грузоподъемность Q_k , высоту подъема H_k и вылет стрелы L .

Грузоподъемность определяем по наиболее тяжелому элементу, наиболее удаленному и высоко расположенному – комплект материалов для усиления трех колонн, его масса составляет 2,2 т.

$$Q_k = q_э + q_г = 2,2 + 0,0134 = 2,21 \text{ т,}$$

где $q_э$ - масса элемента;

$q_г$ - масса стропа марки 4СК1-2,5 грузоподъемностью до 2,5 т.

Высота подъема стрелы:

$$H_k = h_о + h_з + h_с + h_г = 10,1 + 0,5 + 0,25 + 2,5 = 13,35 \text{ м,}$$

где $h_о$ – расстояние от уровня стоянки крана отметки уровня подачи материалов;

h_3 – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными элементами и установки его в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,3-0,5 м;

h_3 – высота элемента в положении подъема;

h_r - длина стропа марки 2СК-2,5.

Требуемый вылет крюка:

$$l_k = \frac{(b+b_1) \cdot (H_c - h_{ш})}{h_r + h_{п}} + b_2,$$

где b – минимальный зазор между стрелой и элементом, равный 0,5 м;

b_1 – половина толщины стрелы на уровне верха элемента, м;

$h_{ш}$ – расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота (пяты) стрелы, м;

b_2 – расстояние от оси вращения крана до оси поворота стрелы, м.

Средние технические характеристики: $h_{п}=2,0$ м, $b_1=0,5$ м, $h_{ш}= 2,0$ м, $b_2=2,0$ м.

Подставляем значения в формулу, получаем

$$l_k = \frac{(0,5+0,5) \cdot (13,35-2)}{2,5+2} + 2 = 4,5 \text{ м}$$

Необходимая наименьшая длина стрелы самоходного крана определяется по формуле

$$L_c = \sqrt{(l_k - b_3)^2 + (H_c - h_{ш})^2},$$

$$L_c = \sqrt{(4,5 - 2)^2 + (13,35 - 2)^2} = 11,6 \text{ м}$$

Выбираем кран КС-3577-3. Максимальная грузоподъемность 14 т, длина основной стрелы 14 м, максимальная высота подъема 20,5 м, максимальный вылет стрелы 13 м. На рисунке 4.2 представлены грузоподъемные характеристики крана.

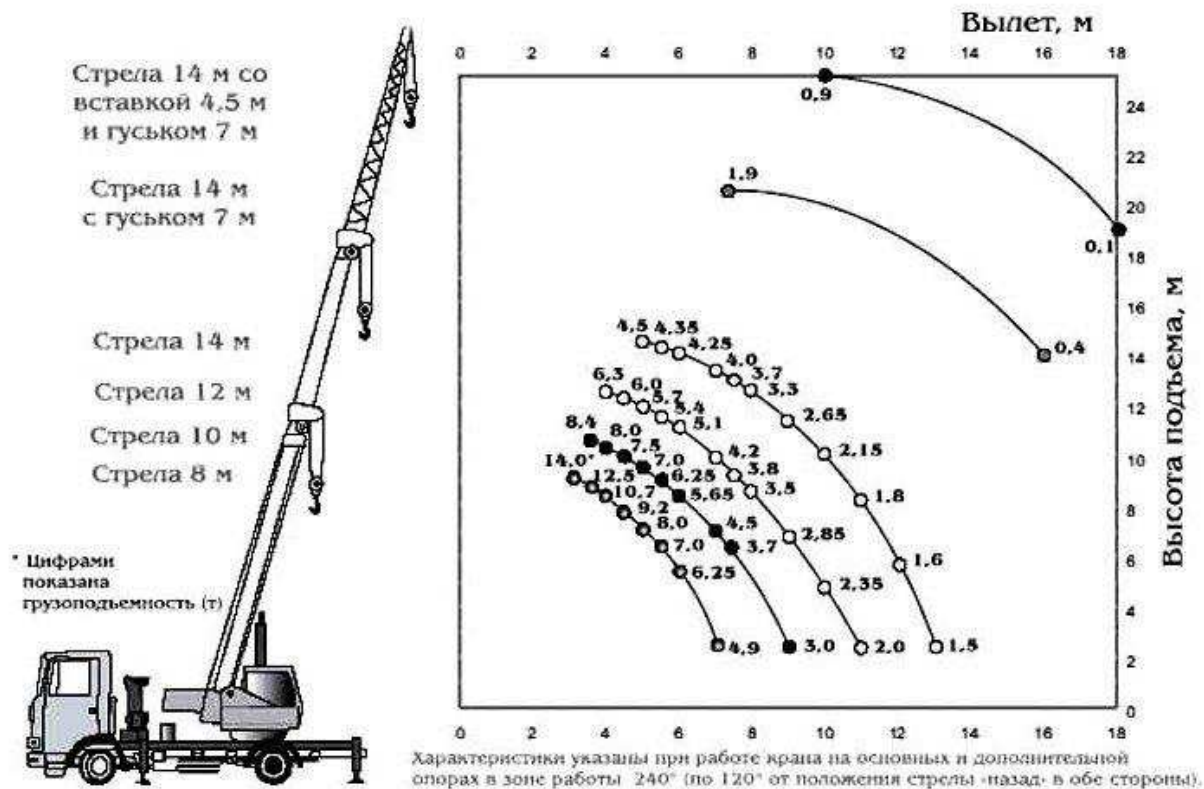


Рисунок 4.2 – Грузоподъемные характеристики крана

4.6.2 Материально-технические ресурсы

Потребность в машинах и технологическом оборудовании приведена в таблице 4.3.

В таблице 4.4 приведена потребность в материалах.

Таблица 4.3 – Средства механизации, технологическая оснастка инструмент и приспособления для усиления колонн

Наименование	Марка, техническая характеристика, ГОСТ	Кол-во, шт.	Назначение
Кран автомобильный	КС-3577-3 Грузоподъемность 14 т	1	Разгрузка и подъем материалов
Строп двухветвевой	2СК-2,5 ГОСТ Р 58753-2019	1	Подъем элементов
Бункер для раствора	Вместимость 1 м ³	1	Подача цементно-песчаного раствора
Молоток отбойный	МО-9П Расход воздуха 1,25 м ³ /мин	1	Разбор конструкции пола
Строительные леса трубчатые	-	2 яруса	Установка элементов в проектное положение
Ящик для раствора	Вместимость 0,25 м ³	1	Прием раствора из бункера
Компрессор	ЗИФ-55, передвижной производительностью 5 м ³ /мин	1	Работа сварочного оборудования
Аппарат сварочный	ТС-500	1	Сварочные работы
Гидравлический домкрат	ДУ10П100	2	Предварительное напряжение обойм

Таблица 4.4 – Потребность в материалах на усиление колонн У2-02

Наименование	ГОСТ	Кол-во, шт.	Масса, ед. кг	Масса на весь объем колонн, кг
Уголок 100х10, L=3660	ГОСТ 8509-93	4	55,26	28514,16
Уголок 100х10, L=260	ГОСТ 8509-93	12	3,93	6083,64
Уголок 90х6, L=3660	ГОСТ 8509-93	8	30,49	31465,68
Полоса 8х70, L=260	ГОСТ 103-2006	150	1,14	22059
Упорная пластина полоса 10х100, L=300	ГОСТ 103-2006	6	2,36	1826,64
Полоса 10х120, L=150	ГОСТ 103-2006	2	1,41	363,78
Арматура Ø28 АШ (А400), L=860	ГОСТ 5781-82	8	4,16	4293,12
Арматура Ø12 АШ (А400), L=3000	ГОСТ 5781-82	12	0,27	417,96
Цементно-песчаный раствор М200	-	-	0,03 м ³	3,87

4.7 Техника безопасности и охраны труда

Работы по усилению конструкций и зданий в целом производить согласно СНиП 12-03-2001 и СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве". Части 1, 2.

Персонал до начала работ должен надеть спецодежду и спецобувь, СИЗ, соответствующие погодным условиям, каску с подбородочным ремешком. Спецодежда, спецобувь и СИЗ должны быть исправными, застегнутыми на все пуговицы и застежки. Не разрешается выполнять работы в спецодежде и СИЗ,

загрязненных горючими или токсичными материалами, с истекшим сроком носки.

Все работники, занятые на работах должны пройти обучение по ПТМ (пожарно-техническому минимуму), пройти инструктажи по пожарной безопасности. Первичный инструктаж на рабочем месте и целевой инструктаж перед началом работ должен проводить непосредственный руководитель работ (мастер, начальник участка и т.д.) Вводный инструктаж по пожарной безопасности должен проводить инженер СПб, инструктор по ПБ.

Места производства электросварочных и газопламенных работ на данном, а также на нижерасположенных ярусах (при отсутствии несгораемого защитного настила или настила, защищенного несгораемым материалом) должны быть освобождены от сгораемых материалов в радиусе не менее 5 м, а от взрывоопасных материалов и оборудования (газогенераторов, газовых баллонов и т.п.) - не менее 10 м.

От поражения электротоком необходимо применять защитные средства.

Работы с повышенной опасностью вести под руководством мастера.

4.8 Техничко-экономические показатели

Техничко экономические показатели и график производства работ представлены на листе 6.

4.8.1 Калькуляция затрат труда и машинного времени

Калькуляция затрат труда и машинного времени составлена согласно действующим сборникам ГЭСН и представлена на листе 6.

5 Организация строительного производства

5.1 Область применения строительного генерального плана

Строительный генеральный план разработан на период реконструкции здания торгового дома в г. Красноярске по адресу пр. Мира, 10 стр. 1. При разработке строительного генерального плана учитываются стесненные условия и особенности расположения строительной площадки.

Все решения при разработке строительного генерального плана учитывают удобство и безопасность при выполнении строительных работ, санитарно-гигиенические, противопожарные, экологические и экономические требования.

5.2. Выбор грузоподъемных механизмов

Подбор автомобильного крана приведен в пункте 4.6.1. По результатам расчетов был подобран кран КС-3577-3.

5.3 Размещение грузоподъемных механизмов

После выбора грузоподъемного механизма далее следует осуществить его привязку.

Привязка монтажных кранов выполняется в следующем порядке:

- 1) производят поперечную привязку кранов;
- 2) производят продольную привязку и привязку рельсовых путей при работе башенного крана;
- 3) определяют зоны работы крана и опасные зоны;
- 4) выявляют условия работы и при необходимости вводят ограничения.

Грузоподъемные механизмы устанавливают, соблюдая безопасное расстояние между ними и зданиями, штабелями конструкций, другими сооружениями.

Поперечную привязку самоходных кранов, или минимальное расстояние от оси движения крана до наиболее выступающей части здания определяют по формуле:

$$B = R_{нов} + l_{без} ,$$

где $R_{нов}$ – радиус, описываемый хвостовой частью поворотной платформы крана, (принимают по паспортным данным крана или по справочникам);

$l_{без}$ – минимально допустимое расстояние от хвостовой части поворотной платформы крана до наиболее выступающей части здания.

$$B = 2,6 + 1 = 3,6 \text{ м.}$$

5.4 Определение зон действия крана

Опасной зоной действия крана называется пространство, в котором есть вероятность падения груза при его перемещении с учётом возможного рассеивания при падении.

Величину границы опасной зоны в местах, над которыми происходит перемещение грузов подъемными кранами (опасная зона действия крана) принимают от крайней точки горизонтальной проекции наружного наименьшего габарита перемещаемого груза с прибавлением наибольшего габаритного размера перемещаемого (падающего) груза и минимального расстояния отлета груза при его падении по формуле:

$$R_{\text{оп}} = R_p + 0,5 \cdot B_{\Gamma} + L_{\Gamma} + X,$$

где $R_{\text{оп}}$ – опасная зона действия крана;

R_p – максимальный требуемый вылет крюка крана;

B_{Γ} – наименьший габарит перемещаемого груза;

L_{Γ} – наибольший габарит перемещаемого груза;

X – величина отлета падающего груза, определяемая интерполяцией.

$$R_{\text{оп}} = 10 + 0,5 \cdot 0,25 + 3,66 + 4,03 = 17,8 \text{ м.}$$

Монтажной зоной называется пространство, в котором возможно падение элемента со здания при его установке и временном закреплении.

Величину границы опасной зоны вблизи строящегося здания (монтажная зона), принимают от крайней точки стены здания с прибавлением наибольшего габаритного размера падающего груза и минимального расстояния отлета груза при его падении по формуле:

$$R_{\text{монт.}} = L_{\Gamma} + X,$$

где $R_{\text{монт.}}$ – монтажная зона.

$$R_{\text{монт.}} = 3,66 + 3,5 = 7,16 \text{ м,}$$

5.5 Описание особенностей проведения работ в условиях стесненной городской застройки

Реконструируемое здание торгового дома расположено в застроенной части города Красноярска.

При реконструкции здания предусматривается ряд технических решений, направленных на обеспечение безопасности населения таких как:

- площадка производства работ снаружи ограждается сплошным защитным, ограждением с устройством ворот. Проход рабочих, въезд и выезд

строительных машин на территорию производства работ осуществляется через КПП. Проход посторонних лиц на площадку строго запрещен;

- на въезде на площадку, а также по периметру всего ограждения вывешиваются информационные щиты о выполняемых работах, запрещающие и предупреждающие знаки, для информации и внимания людей;

- опасные зоны производства работ в основном находятся в пределах строительной площадки. В местах образования опасных зон за ограждением строительной площадки выставляется сигнальное ограждение;

- уборка строительного мусора на объекте выполняется с использованием специальных ящиков с крышками в автосамосвалы, для уменьшения пылеобразования на площадке производства работ.

При выполнении строительно-монтажных работ выполняется ряд мероприятий, исключая образования опасных зон в местах нахождения людей:

- принудительное ограничение поворота стрелы крана;
- ограничение вылета, высоты подъема крюка, а также других мероприятий.

Подаваемый груз за 7 м от линии ограничения действия крана должен быть опущен на высоту 0,5 м от монтажного горизонта (или препятствий, встречающихся на пути), успокоен от раскачивания и на минимальной скорости с удерживанием от разворота оттяжками перемещаться.

Границы опасной зоны работы крана обозначаются на местности знаками в соответствии с ГОСТ 12.4.026-2015, предупреждающими о работе. Установка знаков принимается из расчета видимости границы опасной зоны, в темное время суток они должны быть освещены. Знаки закрепляются на опорных стойках для предотвращения опасности их падения при проходе людей и передвижении техники.

Перед началом работ в охранной зоне действующих коммуникаций всем рабочим бригадам выдается наряд-допуск, в котором должны быть указаны мероприятия, обеспечивающие безопасность производства работ.

Наряд-допуск выдается на весь срок работы в условиях охранной зоны. В случае изменения условий работы (замена механизмов, марки машин, изменение рельефа местности, грунта и т. п.) наряд-допуск заменяется новым.

Перед началом строительных работ организации, производящие эти работы, обязаны получить письменное разрешение эксплуатирующей организации на производство работ в охранной зоне действующих коммуникаций по установленной форме.

Производство работ без разрешения или по разрешению, срок действия которого истек, запрещается.

5.6 Проектирование временных дорог и проездов

Реконструируемое здание торгового дома расположено в Центральном районе г. Красноярска с развитой транспортной инфраструктурой.

Проезд транспорта будет осуществляться по существующим дорогам в соответствии с транспортной схемой района. Въезд на территорию строительной площадки будет осуществляться с ул. Ленина и ул. Каратанова.

На территории строительной площадки обеспечено кольцевое движение транспорта. Временные дороги не требуются.

Внутрипостроечные дороги должны обеспечить свободный проезд ко всем эксплуатируемым, строящимся и сносимым зданиям и сооружениям, в зону действия автомобильного крана, к местам складирования материалов, конструкций и оборудования, бытовым помещениям.

Для внутрипостроечных перевозок используется, в основном, автомобильный транспорт.

При трассировке дорог должны соблюдаться минимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой - 1 м;
- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку-1,5м;

5.7 Обоснование размеров и оснащения площадок для складирования материалов, конструкций, оборудования

Определим необходимый запас материалов на складе:

$$P_{\text{скл}} = (P_{\text{общ}} / T) \cdot T_{\text{н}} \cdot K_1 \cdot K_2,$$

где $P_{\text{общ}}$ – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период;

T – продолжительность расчетного периода, дн.;

$T_{\text{н}}$ – норма запаса материала, дн.;

K_1 – коэффициент неравномерности поступления материала на склад.

$K_1 = 1,1-1,5$;

K_2 – коэффициент неравномерности производственного потребления материала в течении расчетного периода $K_2 = 1,3$.

Площадь склада для основных материалов и изделий ($S_{\text{тр}}$) находят по формуле

$$S_{\text{тр}} = P_{\text{скл}} \cdot q,$$

где $P_{\text{скл}}$ – расчетный запас материала (м^2 , м^3 , шт.);

q – норма складирования на 1 м^2 площади пола с учетом проездов и проходов.

Для прочих материалов расчет ведут на 1 млн. рублей годового объема СМР по формуле

$$S_{\text{тр}} = S_{\text{н}} \cdot C \cdot K_{\text{пр}},$$

где $S_{\text{н}}$ – нормативная площадь, $\text{м}^2/\text{млн. руб.}$ стоимости СМР;

C – годовой объем СМР, млн. руб.

Расчет площадей приобъектных складов приведен в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Расчет площадей приобъектных складов

Материалы и изделия	Время использования материала, дни	Потребность, P ₀ /T	Коэф-ты K ₁ , K ₂	Запас материалов T _н , дни	Расчетный запас материалов, P _{скл}	Площадь склада, S _{тр} , м ²
Сталь	32	2,97	1,1; 1,3	7	29,73	59,5
Итого:						59,5

Общая фактическая площадь приобъектных складов S=59,5 м².

5.8 Потребность во временных зданиях и сооружениях

Временными зданиями являются надземные подсобно-вспомогательные и обслуживающие объекты, необходимые для обеспечения производства строительно-монтажных работ.

Требуемые на период строительства площади временных помещений определяют по формуле:

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}},$$

где N - численность рабочих (работающих), чел.; при расчете площади гардеробных N - списочный состав рабочих во все смены суток; здравпункта, красного уголка, столовой - общая численность работающих на стройке, включая ИТР, служащих, ПСО и др.; для всех других помещений N - максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную смену;

F_н - норма площади на одного рабочего (работающего), м

Для определения N необходимо заполнить ведомость потребности в работающих, таблица 5.2.

Таблица 5.2 – Ведомость потребности в работающих

Категории работающих	Удельный процент работающих, %	Численность работающих по годам строительства, чел.	Из них занято в наиболее многочисленную смену	
		1 год	Процент общего числа работающих, %	Всего, чел.
Рабочие	85,1	40	72,7	16
ИТР	8,5	4	13,6	3
Служащие	2,1	1	4,6	1
МОП	4,3	2	9,1	2

Таблица 5.3 – Требуемые площади временных сооружений

Временные здания	Кол-во чел.	Площадь, м ²		Размеры в плане а×b, м	Кол-во зданий
		на 1 чел.	расчетная		
Гардеробная с помещением для отдыха и обогрева	40	0,9	36	12x3	1
Душевая и умывальник	16	0,6	9,6	7x2,5	1
Туалет	16	0,07	1,12	1,2x1,0	1
Прорабская	4	4,0	16,0	6,0x3	1
Столовая	16	0,6	9,6	6,0x3	1
Пост охраны	2	-	-	2,5x2,7	1
Медпункт	16	0,07	1,12	2,5x2,7	1
Итого:				104,2	7

Таким образом, необходимая площадь под временные сооружения составляет 104,2 м², количество необходимых сооружений – 7 шт.

5.9 Расчет потребности в электроснабжении строительной площадки

Исходными данными для организации электроснабжения являются виды, объемы и сроки выполнения строительно-монтажных работ, их сменность, типы машин и механизмов, площадь временных зданий и сооружений, протяженность внутренних автодорог, размеры строительной площадки.

Электроэнергия расходуется на производственные силовые потребители (краны, подъемники, транспортеры, сварочные аппараты, электроинструмент, электрооборудование подсобного производства), технологические нужды (электротермообработка грунта, бетона и т.п.), внутреннее и наружное освещение.

На стадии разработки проекта производства работ расчет нагрузок выполняется по установленной мощности электроприемников и коэффициентам спроса с дифференциацией по видам потребителей:

$$P_{\text{общ.}} = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_t \cdot K_t}{\cos \varphi} + \sum P_{\text{ов}} \cdot K_{\text{ов}} + \sum P_{\text{он}} \right) \cdot K_{\text{он}},$$

где 1,1 - коэффициент, учитывающий потери в сети;

P_c - мощность силовых потребителей (башенные краны, сварочные трансформаторы и др.), кВА;

P_t - мощность, необходимая для технологии выполнения, кВА;

$P_{\text{ов}}$ - мощность, необходимая для освещения внутренних помещений, кВА;

$P_{\text{он}}$ - мощность, необходимая для наружного освещения строительной площадки, кВА;

K_c - коэффициенты спроса, зависящие от количества одновременных потребителей;

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности, зависящий от количества и загрузки силовых потребителей.

Значения коэффициентов спроса и коэффициентов мощности принимаются согласно [39, таблица 15.1].

Результаты расчета для каждого потребителя электроэнергии заносятся в форму (таблица 5.4).

Таблица 5.4 – Определение требуемой мощности электросети

Наименование потребителей	Ед. изм	Кол-во	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэф. Спроса, Кс	cosφ	Требуемая мощность, кВт
Силовые потребители						
Сварочный аппарат	шт.	1	25	0,35	0,4	21,88
Компрессор	шт.	1	55	0,6	0,7	47,14
Растворосмеситель	шт.	1	2	0,15	0,6	0,5
Внутреннее освещение						
Административные и бытовые помещения	м ²	76,35	0,015	0,8	1	0,92
Душевые и уборные	м ²	18,7	0,003	0,8	1	0,04
Склады	м ²	59,5	0,003	0,35	1	0,06
Наружное освещение						
Территория строительства	м ²	1950	0,0002	1	1	0,39
Итого						70,93

$$P_{\text{общ}} = 1,1 \cdot 70,93 = 78,02 \text{ кВт},$$

Выбираем трансформаторную подстанцию КТПН-БПКК-100/10/0,4 с мощностью 100 кВт.

Количество прожекторов n , подлежащих установке на строительной площадке, определяется как

$$n = \frac{m \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}},$$

где m - коэффициент, учитывающий световую отдачу источников света, КПД прожекторов и коэффициент светового потока (таблица 5.5), лк (0,90 лк);

$P_{\text{л}}$ - мощность лампы применяемых типов прожекторов, Вт (1000 Вт);

S - освещаемая площадь, м²(1950 м²);

E - требуемая освещенность, (1,5 лк);

Для освещения используем ПЗС-27 мощностью $P = 0,4 \text{ Вт/м}^2$.

Таблица 5.5 – Ориентировочные значения коэффициента m

Источник света	Тип прожектора или светильника	Ширина освещаемой площади, м	Значения m при расчетной освещенности, лк	
			0,5 - 1,5	2,0 - 30,0
ЛН	ПЗС, ПСМ	75-150	0,90	0,30
		175-300	0,50	0,25
Галогенные ЛН	ПКЕ, ИСУ	75-125	0,30	0,20
		75-125	0,20	0,15
Лампы типа ДРЛ	ПЗС, ПЗМ	75-250	0,25	0,13
		275-350	0,30	0,15
Лампы типа ДРИ	ПЗС, ПСМ	75-150	0,30	0,10
		175-350	0,16	0,06
Ксеноновая лампа ДКсТ-20000	ОУКсН (Н = 30 м)	150-175	0,75	0,50
		200-350	0,50	0,40
	«Аревик» (Н = 30 м)	150-175	0,90	0,70
		200-250	0,70	0,50
Ксеноновая лампа ДКсТ-10000	СКсН (Н = 20-30 м)	100-150	0,55	0,45
		175-250	0,40	0,35

Таблица 5.6 - Значения коэффициента k

Осветительные приборы	Коэффициент k при	
	лампах накаливания	газоразрядных источниках света
Прожекторы и др. световые приборы с усилением силы света 5-кратным и более	1,5	1,7
Светильники	1,3	1,5

$$n = \frac{0,90 \cdot 1,5 \cdot 1950}{1000} = 2,63,$$

Принимаем для освещения строительной площадки 3 прожектора.

Разводящую сеть на строительной площадке устраиваем по смешанной схеме. Электроснабжение от внешних источников производится по воздушным линиям электропередач.

5.10 Расчет потребностей во временном водоснабжении

Суммарный расход воды, л/с, определяем по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз.-быт.}} + Q_{\text{пож}},$$

где $Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{маш}}$, $Q_{\text{хоз.-быт.}}$, $Q_{\text{пож}}$ – расход воды, л/с, соответственно на производство, охлаждение двигателей строительных машин, хозяйственно-бытовые и противопожарные нужды.

Расход воды на производственные нужды находим по формуле

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot \sum V \cdot q_1 \cdot \frac{K_{\text{ч}}}{t \cdot 3600},$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий потери воды;

V – объем строительного-монтажных работ;

q_1 – норма удельного расхода воды, л, на единицу потребителя [40, приложение 18];

$K_{\text{ч}}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей [40, приложение 19];

t – количество часов потребления в смену (сутки).

Таблица 5.7– Расчет расхода воды на производственные нужды

Наименование нужды	Ед. изм.	q_1 , л	$K_{\text{ч}}$	V	$Q_{\text{пр}}$, л/с
Приготовление цементно-песчаного раствора	м ³	275	1,6	1,26	0,023
Оштукатуривание	м ³	8	1,6	6,92	0,004
ИТОГО:					0,027

Расход воды на хозяйственно бытовые нужды складывается из затрат на хозяйственно-питьевые потребности и на душевые установки:

$$Q_{\text{хоз.-быт.}} = Q_{\text{х-п.}} + Q_{\text{душ.}}$$

$$Q_{\text{х-п.}} = \frac{N_{\text{макс.}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_{\text{ч}}}{8 \cdot 3600} = \frac{16 \cdot 25 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,04 \text{ л/с,}$$

где $N_{\text{макс.}}^{\text{см}}$ – максимальное количество рабочих в смену, чел., принимаемое по графику движения рабочих;

q_3 – норма потребления воды на 1 человека в смену, л. Для канализованных $q_3 = 25 - 30$ л.

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{N_{\text{макс.}}^{\text{см}} \cdot q_4 \cdot K_{\text{п}}}{t_{\text{душ.}} \cdot 3600} = \frac{16 \cdot 30 \cdot 0,3}{0,5 \cdot 3600} = 0,08 \text{ л/с,}$$

где q_4 – норма удельного расхода воды на одного пользующегося душем, равная 30 л;

$K_{\text{п}}$ – коэффициент, учитывающий число пользующихся душем, принимаем 0,3;

$t_{\text{душ.}}$ – продолжительность пользования душем, принимаем 0,5 ч.

$$Q_{\text{хоз.-быт.}} = 0,04 + 0,08 = 0,12 \text{ л/с.}$$

Расход воды на пожарные нужды примем 20 л/с, опираясь на то, что площадь строительной площадки до 10 Га.

Учитывая, что на один пожарный гидрант приходится 2 струи по 5 л/с на каждую, устанавливаем на площадке 1 пожарный гидрант.

Ввиду того, что во время пожара резко сокращается или приостанавливается полностью использование воды на производственные и хозяйственные нужды, ее расчетный расход принимают равным:

$$Q_{\text{расч.}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз.-быт.}}) = 20 + 0,5 \cdot (0,027 + 0,12) = 20,07 \text{ л/с.}$$

По расчетному расходу воды определим диаметр магистрального ввода временного водопровода:

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{\frac{Q_{\text{расч.}}}{\pi \cdot v}} = 63,25 \cdot \sqrt{\frac{20,07}{\pi \cdot 1,5}} = 130,53 \text{ мм,}$$

где $Q_{\text{расч.}}$ – расчетный расход воды, л/с;

v – скорость движения воды по трубам, принимаем $v = 1,5$ м/с.

По ГОСТ 32415-2013 «Трубы напорные из термопластов и соединительные детали к ним для систем водоснабжения и отопления» принимаем диаметр магистрального ввода $D = 140$ мм.

Источниками водоснабжения являются существующие водопроводы с устройством дополнительных временных сооружений, постоянные водопроводы, сооружаемые в подготовительный период, и самостоятельные временные источники водоснабжения. Временное водоснабжение представляет собой объединенную систему, удовлетворяющую производственные, хозяйственные, противопожарные нужды, в отдельных случаях выделяют питьевой водой.

5.11 Снабжение сжатым воздухом, кислородом и ацетиленом

Сжатый воздух на строящемся объекте используют для работы пневматического оборудования и инструментов, а также для пневмотранспортирования растворов и пылевидных строительных материалов. Кислород и ацетилен применяют для сварочных работ.

Потребность в сжатом воздухе определяется по формуле:

$$Q_{\text{сж}} = 1,1 \cdot \sum q_i \cdot n_i \cdot K_i = 1,1 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 1 = 5 \text{ м}^3/\text{мин.},$$

где 1,1- коэффициент, учитывающий потери воздуха в трубопроводах;

q_i – расход сжатого воздуха соответствующим механизмом, м³/мин который принимают по справочным или паспортным данным [39, приложение 20];

n_i – количество однородных механизмов;

K_i – коэффициент, учитывающий одновременность работы однородных механизмов [40, приложение 21].

Таблица 5.8 – Потребность в сжатом воздухе

Работа, аппаратура и инструменты	Ед. изм.	Кол-во	Расход сжатого воздуха на ед. изм. q_i , М ³ /МИН	Расход воздуха на весь объем, М ³ /МИН
Сварочные работы. Компрессор ЗИФ-55	шт.	1	5	5

Применяем передвижную компрессорную установку.

Кислород и ацетилен поставляют на объекты в стальных баллонах и хранят в закрытых складах, обеспечивая защиту баллонов от перегрева, либо применяют передвижные кислородные и ацетиленовые установки.

5.12 Мероприятия по охране труда и технике безопасности

Опасные зоны, в которые вход людей, не связанных с данным видом работ, запрещен, огораживаются и обозначаются.

Проезды, проходы на производственных территориях, а также проходы к рабочим местам и на рабочих местах должны содержаться в чистоте и порядке, очищаться от мусора и не загромождаться складываемыми материалами и конструкциями.

Места прохода людей в пределах опасных зон должны иметь защитные ограждения. Входы в строящиеся здания (сооружения) должны быть защищены сверху козырьком шириной не менее 2 м от стены здания.

Временные административно-хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны от работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

На производственных территориях, участках работ и рабочих местах работники должны быть обеспечены питьевой водой, качество которой должно соответствовать санитарным требованиям.

Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75 м от рабочих мест.

Для сохранности дорогостоящих или портящихся на открытом воздухе материалов устраивают закрытые склады. Материалы складывают с соблюдением определенных правил.

Строительные растворы хранятся в специальных емкостях. Организуются места, на которых устанавливаются емкости для мусора.

Строительная площадка оборудована инвентарем для пожаротушения.

Предусматривается установка границ строительной площадки, которая обеспечивает максимальную сохранность за территорией строительства деревьев, кустарников, травяного покрова.

5.13 Мероприятия по охране окружающей среды

Природоохранные мероприятия проводятся по следующим основным направлениям:

- охрана и рациональное использование водных ресурсов, земли и почвы;
- снижение уровня загрязнения воздуха;
- борьба с шумом.

В связи с этим должны быть предусмотрены установка границ строительной площадки, максимальная сохранность на территории строительства кустарников и деревьев, травяного покрова.

Исключается неорганизованное и беспорядочное движение строительной техники и автотранспорта, строительные растворы хранятся в специальных емкостях, устраиваются площадки для механизированной заправки строительных машин и автотранспорта горюче-смазочными материалами, организуются места, на которых устанавливаются емкости для сбора строительного мусора.

Объект не опасный, что обеспечивается:

- исключением загрязнения почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;
- исключением загрязнения поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;
- исключением химического загрязнения почв, грунтов и подземных вод при нормальном режиме эксплуатации и при авариях;
- проектным решением свайных фундаментов с учетом полного водонасыщения грунтового основания;
- не предусматривается снижение уровня подземных вод при строительных откачках, что за счет дренажа может явиться причиной суффозии и уплотнения грунта, ведущих к осадке территории и опасным деформациям существующей застройки;
- отсутствием развития или активизации опасных геологических и инженерно-геологических процессов таких как карст, суффозия, оползни и др., которые могут вызвать провалы территории и деформации сооружений.

5.14 Расчет технико-экономических показателей стройгенплана

В данном разделе определены: площадь территории строительства, площадь временных зданий и сооружений, протяженность ограждения строительной площадки, протяженность инженерных сетей, а также процент использования строительной площадки. Эти показатели определены по фактическим значениям. Данные приведены на листе 7.

6 Экономика строительства

6.1 Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ

Для определения сметной стоимости усиления колонн составим локальную смету базисно-индексным методом. В смете используем сборники ФЕР, а именно сборник 46 «Работы при реконструкции зданий и сооружений». Также применяются ФССЦ книга 01, книга 04, книга 08.

Расчет сметной стоимости произведен базисно - индексным методом на основании МДС 81-35.2004 «Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».

Локальный сметный расчет составляется в ценах 2000 года, а затем производится перевод в текущие цены на 1 квартал 2021 года, индекс изменения сметной стоимости определяем согласно приложению №1 к письму Минстроя от 11.03.2021 №9351-ИФ/09. Для объекта административных объектов в Красноярском крае принимаем индекс изменения сметной стоимости равный 8,15.

Размеры накладных расходов приняты по видам строительных и монтажных работ от фонда оплаты труда в соответствии с МДС 81-33-2004, и составляют 110%.

Размер сметной прибыли принят по видам строительных и монтажных работ по Письму № АП-5536-06 к МДС 81-25.20001 и составляет 70%.

К категории лимитированных затрат относят:

- средства на возведение временных зданий и сооружений – 1,2 % (Приказ от 19.06.2020 №332/пр, прил.2, п. 1.2);

- дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время -2,82 % (ГСН 81-05-02-2001, п. 1.4);

- резерв на непредвиденные расходы (Приказ от 4.08.2020 №421/пр, п. 179), 2%.

Ставка НДС составляет – 20% (Налоговый кодекс РФ часть 2, гл. 21).

Исходные данные:

Работы выполняются в городе Красноярске по пр. Мира 10, стр. 1 при реконструкции нежилого здания.

Усиление колонн производится стальными предварительно напряженными обоями. Планы расположения усиливаемых колонн представлены на листе 3. Потребность в материалах приведена в пункте 4.6.2 пояснительной записки.

Локальный сметный расчет приведен в приложении Г.

6.2 Анализ локального сметного расчета на усиление колонн

Проведем анализ структуры сметной стоимости усиления железобетонных колонн 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске по локальному сметному расчету.

Локальный сметный расчет на устройство надземной части приведен в приложении В.

Стоимость общестроительных работ согласно локальному сметному расчету составила в текущих ценах 8 495 949,72 рублей. Она показывает предварительную сумму денежных средств, необходимых для усиления железобетонных колонн в соответствии с проектными решениями. Средства на оплату труда составили 491 489,61 рублей.

Проведем анализ локального сметного расчета по составным элементам (таблица 6.1).

Таблица 6.1 – Структура локального сметного расчета по составным элементам

Элементы	Сумма, руб.		Удельный вес, %
	базисный уровень	текущий уровень	
Прямые затраты, всего в том числе:	700 077,16	6 670 715	67,15
- материалы	585 893,3	4 775 030,32	56,2
- эксплуатация машин	53 870,36	439 043,41	5,17
- оплата труда рабочих	60 305,47	491 489,61	5,78
Накладные расходы	72 365,03	589 774,99	6,94
Сметная прибыль	46 050,48	375 311,41	4,42
Лимитированные затраты, всего	50 213,84	409 242,8	4,82
НДС	173 741,30	1 415 991,6	16,67
ИТОГО	1 042 447,82	8 495 949,73	100

Результаты анализа структуры локального сметного расчета на усиление колонн стальными обоймами по составным элементам представим в виде диаграммы (рисунок 6.1).

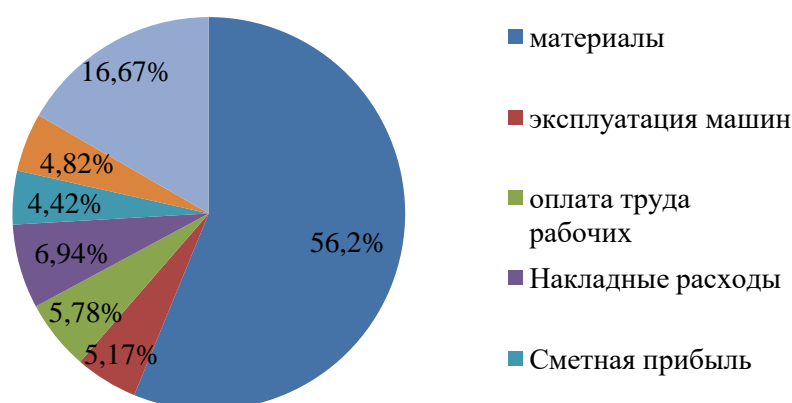


Рисунок 6.1 – Структура локального сметного расчета на строительные работы по составным элементам, %

Делаем вывод, что основная часть средств приходится на материалы 56,2 % - 4 775 030,32 рублей.

6.3 Техничко-экономические показатели объекта реконструкции

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу каждого проекта.

Техничко-экономические показатели служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

1) Общая площадь здания определяется как сумма площадей всех этажей (включая технический и цокольный). В общую площадь здания включаются площади любых помещений (в том числе технические) независимо от высоты поверхности над ними.

Таким образом, общая площадь здания торгового дома составляет:

$$S_{\text{общ}} = 9\,632,8 \text{ м}^2.$$

2) Площадь этажа следует измерять на уровне пола в пределах внутренних поверхностей (с чистой отделкой) наружных стен.

$$\text{Площадь 1-3 этажей: } S_{1-3} = 2\,146,2 \text{ м}^2;$$

$$\text{Площадь цокольного этажа: } S_{\text{цок}} = 2\,391,2 \text{ м}^2;$$

$$\text{Площадь технического этажа: } S_{\text{тех}} = 1\,338,1 \text{ м}^2.$$

3) Полезная площадь здания определяется как сумма площадей всех размещаемых в нем помещений, а также балконов и антресолей в залах, фойе и т.п., за исключением лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц и пандусов и шахт и помещений (пространств) для инженерных коммуникаций.

$$\text{Полезная площадь здания составляет: } S_{\text{полез}} = 5\,587,5 \text{ м}^2.$$

4) Расчетная площадь здания определяется как сумма площадей входящих в него помещений, за исключением: коридоров, тамбуров, переходов, лестничных клеток, внутренних открытых лестниц и пандусов; лифтовых шахт; помещений и пространств, предназначенных для размещения инженерного оборудования и инженерных сетей.

$$\text{Расчетная площадь здания составляет: } S_{\text{расч}} = 5\,587,5 \text{ м}^2.$$

5) Строительный объем здания определяется как сумма строительного объема выше отметки 0.00 (надземная часть) и строительного объема ниже отметки 0.00 (подземная часть), измеряемого до уровня пола последнего подземного этажа.

Строительный объем определяется в пределах ограничивающих наружных поверхностей с включением ограждающих конструкций и других надстроек, начиная с отметки чистого пола надземной и подземной частей здания, без учета выступающих архитектурных деталей и конструктивных элементов, козырьков, объема проездов и пространства под зданием на опорах (в чистоте), проветриваемых подполий и подпольных каналов.

$$\text{Строительный объем 1-3го этажей: } V_{1-3} = 27\,042 \text{ м}^3;$$

$$\text{Строительный объем цокольного этажа: } V_{\text{цок}} = 8\,130 \text{ м}^3;$$

$$\text{Строительный объем технического этажа: } V_{\text{тех}} = 3\,238 \text{ м}^3;$$

Строительный объем здания: $V_{\text{общ}} = 38\,410 \text{ м}^3$.

6) Площадь застройки определяется как площадь горизонтального сечения по внешнему обводу здания по цоколю, включая выступающие части. Площадь под зданием, расположенным на столбах, проезды под зданием, а также выступающие части здания, консольно выступающие за плоскость стены на высоте менее 4,5 м включаются в площадь застройки.

Площадь застройки составляет: $S_{\text{застр}} = 2661,9 \text{ м}^2$.

7) При определении этажности здания учитываются все надземные этажи, в том числе технический этаж, мансардный, а также цокольный этаж, если верх его перекрытия находится выше средней планировочной отметки земли не менее чем на 2 м.

При определении количества этажей учитываются все этажи, включая цокольный, надземный, технический.

Этажность здания: 4 этажа;

Количество этажей: 5 этажей.

Сведем вышеперечисленные данные в таблицу 6.2.

Таблица 6.2 – Техничко-экономические показатели 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
1 Объемно-планировочные показатели		
Площадь застройки	м ²	2304
Общая площадь здания	м ²	9 632,8
Этажность	эт.	4
Материал стен		железобетон
Высота этажа	м	4,2
Строительный объем, всего, в том числе	м ³	38 410
1-3 этажи	м ³	27 042
Цокольный этаж	м ³	8 130
Технический этаж	м ³	3 238
Объемный коэффициент		3,99
2 Прочие показатели проекта		
Продолжительность реконструкции	мес.	2

Объемный коэффициент $K_{\text{об}}$ определяется по формуле (6.1)

$$K_{\text{об}} = \frac{V_{\text{стр}}}{S_{\text{общ}}}, \quad (6.1)$$

где $V_{\text{стр}}$ – строительный объем здания, м³;

$S_{\text{общ}}$ – общая площадь здания, м².

Принимаем: $V_{\text{стр}} = 38410 \text{ м}^3$; $S_{\text{общ}} = 9632,8 \text{ м}^2$.

Подставляем значения в формулу (6.1), получаем

$$K_{\text{об}} = \frac{38\,410}{9632,8} = 3,99.$$

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Подводя итоги, в ходе выполнения ВКР был разработан проект реконструкции 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, стр. 1 в г. Красноярске. Полученные данные позволяют оценить основные характеристики объекта, его технико-экономические показатели.

По результатам разделов ВКР, получены следующие результаты:

- принятые архитектурные решения, позволяют придать зданию современный и эстетичный вид, а рациональные объемно-планировочные решения обеспечат функциональность и удобство эксплуатации;
- проведена диагностика строительных конструкций здания;
- выполнен расчет по усилению колонн и диафрагм жесткости;
- выполнен расчет по усилению свайного фундамента;
- разработана технологическая карта на усиление колонн стальными обоймами;
- приняты решения по организации строительного производства с учетом стесненных условий плотной городской застройки и разработан строительный генеральный план на период реконструкции;
- определена расчетная стоимость реконструкции.

В квалификационной работе разработаны мероприятия по обеспечению соблюдения всех требований охраны труда и техники безопасности в соответствии с нормативными документами.

Выпускная квалификационная работа разработана на основании действующих нормативных документов, справочной и учебной литературы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 СТО 4.2-07-2014 Система менеджмента качества. Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Взамен СТО 4.2-07-2012; Введ. 30.12.2013. – Красноярск: ИПК СФУ, 2014. – 60с.
- 2 ГОСТ 21.501-2018 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501 – 2011; введ. С 1.06.2019. – Москва: Стандартинформ, 2019. – 45 с.
- 3 ГОСТ Р 21.101-2020 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Взамен ГОСТ Р 21.1101 – 2013; Введ. с 1.01.2021. – Москва: Стандартинформ, 2021. – 55с.
- 4 СП 131.13330.2018 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – Введ. 01.01.2013. – Москва, 2012.
- 5 СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2011.
- 6 СП 17.13330.2017 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76/ОАО "ЦНИИпромзданий", 2011.
- 7 СП 52.13330.2016 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*. – Взамен СП 52.13330.2011; введ. 08.05.2017. – М.: ОАО ЦПП, 2017. – 70 с.
- 8 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02.-2003. – Введ. 1.01.2012. – М.: ООО «Аналитик», 2012. – 96 с.
- 9 СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009. – Введ. 01.09.2014. – Москва: ОАО ЦПП, 2014. – 82 с..
- 10 СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2013. – Взамен СП 51.13330.2010; Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 42 с.
- 11 СП 1.13130.2020 Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы. – Введ. 19.09.2020. – Москва: ФГУ ВНИ- ИПО МЧС России, 2020. – 43 с.
- 12 СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13- 88. – Введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 64 с.
- 13 Федеральный закон №123-ФЗ Технический регламент о требованиях пожарной безопасности – Введ. 11.07.2008.
- 14 СП 2.13130.2020 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. – Взамен СП 2.13130.2012; Введ. 12.09.2020. – М.: Минрегион России, 2020.
- 15 СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий; Введ. 01.06.2004. – Москва, 2004. – 145с.

- 16 ГОСТ 24699-2002 Блоки оконные деревянные со стеклами и стеклопакетами; Введ. с 1.03.2003. – Москва: МНТКС, 2003. – 53с.
- 17 ГОСТ 30970-2014 Блоки дверные из поливинилхлоридных профилей. – Введ. 01.07.2015. – М.: Стандартиформ, 2015. – 26 с.
- 18 ГОСТ 21519-2003 Блоки оконные из алюминиевых сплавов. Технические условия. – Введ. 01.03.2004. – М.: Стандартиформ, 2004. – 42 с.
- 19 ГОСТ 530-2012 Кирпич и камень керамический. Общие технические условия. – Взамен ГОСТ 530-2007; Введ. 01.07.2013. – М.: Стандартиформ, 2013. – 31 с.
- 20 ГОСТ 9561-2016 Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. Технические условия.; Введ. 01.06.2017. – М.: Стандартиформ, 2016. – 23 с.
- 21 ГОСТ 13015-2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства.; Введ. 01.01.2014. – М.: Стандартиформ, 2018. – 27 с.
- 22 ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.; Введ. 01.01.2014. – М.: Стандартиформ, 2014. – 59 с.
- 23 ГОСТ 22690-2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.; Введ. 01.04.2016. – М.: Стандартиформ, 2019. – 23 с.
- 24 СП 28.13330.2017 Защита конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. – Введ. 27.02.2017. – Москва : Министерство строительства, 2017. – 118 с.
- 25 ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные.; Введ. 01.01.1997. – М.: Стандартиформ, 2005. – 10 с.
- 26 ГОСТ 9467-75 Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей.; Введ. 01.01.1977. – М.: Стандартиформ, 2008. – 7 с.
- 27 ГОСТ 103-2006 Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой. Сортамент; Введ. 01.07.2009. – М.: Стандартиформ, 2009. – 10 с.
- 28 ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия; Введ. 01.07.1983. – М.: Стандартиформ, 2006. – 10 с.
- 29 СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Введ. 16.12.2016. – Москва : Министерство строительства, 2016. – 228 с.
- 30 СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. – Введ. 20.05.2011. – Москва : Министерство строительства, 2011. – 90 с.
- 31 СТО 86621964-002-2013 Фундаменты свайные из забивных свай. Общие положения проектирования с учетом особенностей грунтов Красноярского края.; Введ. 19.07.2013. – Красноярск, 2013. – 51 с.
- 32 МДС 12-29.2006 «Методическими рекомендациями по разработке и оформлению технологических карт» // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: <http://www.consultant.ru>;

- 33 СП 48.13330.2019 «Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004» - Введ. 25.06.2020. – М.: Стандартинформ, 2020. – 66 с.
- 34 СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Введ. 01.07.2013. - Москва : Стандартинформ, 2013. – 205 с.;
- 35 РСН 342-86 Технология усиления строительных конструкций на реконструируемых предприятиях.; Введ. 01.06.1987. – Госстрой СССР, 1987. – 184 с.
- 36 СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Строительное производство. - Введ. 18.10.2002. - Москва : Стандартинформ, 2003. – 29 с.
- 37 СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство. - Введ. 18.10.2002. - Москва : Стандартинформ, 2003. – 29 с.
- 38 ГОСТ 12.4.026-2015 Система стандартов безопасности труда. Цвета сигнальные, знаки безопасности и разметка сигнальная. Назначение и правила применения. Общие технические требования и характеристики. Методы испытаний; Введ. 01.03.2017. – М.: Стандартинформ, 2017. – 75 с.
- 39 Справочник организатора строительного производства / Маилян Л.Р., Маилян А.Л., Хежев Х.А.; «Феникс», 2009.
- 40 Разработка строительных генеральных планов: методические указания к практическим занятиям, курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» / сост. Панасенко Л. Н., Слакова О. В. – Красноярск: СФУ, 2007. – 77с.
- 41 Дикман Л. Г. Организация строительного производства: учебник для строительных вузов / М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 608с.
- 42 МДС 81-35.2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации. – Введ. 2004-03-09. // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: <http://www.consultant.ru>;
- 43 МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. – Введ. 2004-01-12. // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: <http://www.consultant.ru>;
- 44 Письмо Федерального агентства по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству от 18.11.2004 г. № АП-5536/06 «О порядке применения нормативов сметной прибыли в строительстве». // Справочная правовая система. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/901916723>;
- 45 Письмо Минстроя России от 11.03.2021 №9351-ИФ/09 «О рекомендуемой величине индексов изменения сметной стоимости строительства в I квартале 2021 года, в том числе величине индексов изменения сметной стоимости строительного-монтажных работ, индексов изменения

сметной стоимости пусконаладочных работ». // Сайт minstroyrf.ru. Режим доступа: <https://minstroyrf.gov.ru/docs/118296/>;

46 Федеральная сметно-нормативная база ФЕР-2001 (Федеральные единичные расценки). Сайт minstroyrf.ru. Режим доступа: <https://minstroyrf.gov.ru/trades/view.fer-2020.php>.

47 Налоговый кодекс Российской Федерации. В 2 ч. [Электронный ресурс] : федер. закон от 31.07.1998 № 146-ФЗ ред. от 18.07.2017. // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: <http://www.consultant.ru>

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

Расчет произведен в соответствии с требованиями следующих нормативных документов: СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий, СП 131.13330.2018 Строительная климатология, СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий.

Район строительства – г. Красноярск.

Тип здания – непромышленное.

Относительная влажность воздуха - $\varphi_{в}=55\%$.

Расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания - $t_{в}=20^{\circ}\text{C}$.

Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 $t_{ext} = -37^{\circ}\text{C}$.

Продолжительность отопительного периода $Z_{ht} = 235$ сут.

Средняя температура отопительного периода $t_{ht} = -6,5^{\circ}\text{C}$.

Зона влажности 3 – сухая (СП 50.13330.2012, приложение В).

Условия эксплуатации ограждающей конструкции – А (СП 50.13330.2012, таблица 2).

А.1 Теплотехнический расчет наружной стены

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$, определяем по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{в} - t_{\text{от.пер.}}) \cdot z_{\text{от.пер.}} \quad (\text{A.1})$$

где $z_{\text{от.пер.}}$ – продолжительность отопительного периода, сут/год, по [4, табл. 3.1];

$t_{в}$ – расчётная температура внутреннего воздуха, $^{\circ}\text{C}$;

$t_{\text{от.пер.}}$ – средняя температура периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8°C по [4, табл. 3.1].

Принимаем: $z_{\text{от.пер.}} = 235$ сут./год; $t_{в} = 20^{\circ}\text{C}$; $t_{\text{от.пер.}} = -6,5^{\circ}\text{C}$.

Подставляем значение в формулу (А.1), получаем

$$\text{ГСОП} = (20 + 6,5) \cdot 235 = 6227,5^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут/год}.$$

Требуемое сопротивление теплопередаче стены, R_{req} , $(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, определяется по формуле

$$R_{\text{req}} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (\text{A.2})$$

где a, b – коэффициенты, значения которых следует принимать по [8, табл. 3], для соответствующих групп зданий;

ГСОП – то же, что и в формуле (А.1).

Принимаем: $a = 0,0003$, $b = 1,2$, ГСОП = $6227,5 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \text{сут}$.

Подставляем значения в формулу (А.2), получаем

$$R_{\text{req}} = 0,0003 \cdot 6227,5 + 1,2 = 3,07 \text{ (м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C)/Вт.}$$

Принимаем утеплитель – из минераловатных плит из каменной ваты на основе базальтовых пород – ISOVER Фасад Лайт, коэффициент теплопроводности $\lambda_{A1} = 0,041 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$.

Наружные стены здания толщиной 350 мм из стеновых панелей из легкого бетона, коэффициент теплопроводности $\lambda_{A2} = 1,92 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$.

Толщину утеплителя $\delta_{\text{ут}}$, м., определяем, преобразовав формулу (А.3).

Сопrotивление теплопередачи ограждающей конструкции $R_0^{\text{тп}}$, $\text{м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C/Вт}$, определяется по формуле

$$R_0^{\text{тп}} = R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + R_k + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}}, \quad (\text{А.3})$$

где α_{int} – коэффициент теплоотдачи, ($\text{Вт/м} \cdot \text{ }^\circ\text{C}$), принимаемый по [8, табл. 4];

α_{ext} – коэффициент теплоотдачи для зимних условий, ($\text{Вт/м} \cdot \text{ }^\circ\text{C}$), принимаемый по [7, табл. 6];

R_k – термическое сопротивление ограждающей конструкции, согласно [5, формула 6.6], ($\text{м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C/Вт}$).

Принимаем $\alpha_{\text{int}} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$; $\alpha_{\text{ext}} = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$; $\lambda_2 = 1,92 \text{ Вт/(м} \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$; $\delta_2 = 0,35 \text{ м}$; $\lambda_1 = 0,041 \text{ Вт/(м} \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$.

Преобразуем формулу (А.3), подставим значения и получим

$$\delta_{\text{ут}} = 0,041 \cdot \left(3,07 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,35}{1,92} \right) = 0,112 \text{ м.}$$

Принимаем толщину утеплителя, согласно установленным размерам производителя - $\delta_{\text{ут}} = 140 \text{ мм}$.

Определим расчетное сопротивление теплопередачи, с учетом принятой толщины ограждения.

Подставляем полученную толщину утеплителя в формулу (А.3), получаем

$$R_0^{\text{усл}} = \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,35}{1,92} + \frac{0,140}{0,041} \right) = 3,76 \text{ м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C/Вт.}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{тп}}$, ($\text{м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C/Вт}$) определим, согласно [16], по формуле

$$R_0^{\text{тп}} = R_0^{\text{усл}} \cdot r, \quad (\text{А.4})$$

где r -коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции, учитывающий влияние стыков, откосов проемов, обрамляющих ребер, гибких связей и других теплопроводных включений.

Принимаем $r = 0,92$.

Подставляем в формулу (А.4), получаем

$$R_0^{\text{пр}} = 3,76 \cdot 0,92 = 3,46 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче $R_0^{\text{пр}}$ больше требуемого $R_0^{\text{норм}}$ ($3,46 > 3,07$) следовательно, представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

А.2 Теплотехнический расчет покрытия

Теплофизические характеристики материалов покрытия приведены в таблице А.1.

Таблица А.1 – Теплотехнические показатели материалов чердачного перекрытия

Материал слоя	Плотность ρ_0 кг/м ³	Толщина слоя δ , м	Коэфф. теплопроводности, λ Вт/(м · °С)
4 слоя наплавленного рулонного материала	600	0,02	0,17
Цементно-песчаная стяжка	1600	0,05	0,93
Керамзит	800	0,220	0,23
Утеплитель ISOVER Руф Н Оптимал	115	х	0,04
Пароизоляционный слой Технониколь	600	0,02	0,17
Многослойная железобетонная плита перекрытия	2500	0,22	1,92

Требуемое сопротивление теплопередаче стены, R_{req} , (м²·°С)/Вт, определяется по формуле (А.2).

Принимаем $a = 0,0004$, $b = 1,6$, согласно [8, табл. 3].

Подставляем значения в формулу (А.2), получаем

$$R_{\text{req}} = 0,0004 \cdot 6227,5 + 1,6 = 4,09 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}.$$

Сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции $R_0^{\text{пр}}$, м²·°С/Вт, определяется по формуле (А.3).

Преобразуем формулу (А.3), подставим значения и получим

$$\delta_{\text{ут}} = 0,04 \cdot \left(4,09 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,02}{0,17} - \frac{0,05}{0,93} - \frac{0,220}{0,23} - \frac{0,02}{0,17} - \frac{0,22}{1,92} \right) = 0,103 \text{ м}.$$

Принимаем толщину утеплителя, согласно установленным размерам производителя - $\delta_{ут} = 150$ мм.

Определим расчетное сопротивление теплопередачи, с учетом принятой толщины утеплителя.

Подставляем полученную толщину утеплителя в формулу (А.3), получаем

$$R_0^{усл} = \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,02}{0,17} + \frac{0,05}{0,93} + \frac{0,220}{0,23} + \frac{0,02}{0,17} + \frac{0,22}{1,92} + \frac{0,150}{0,04} \right) = 5,27 \text{ м}^2\text{°C/Вт.}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче $R_0^{пр}$, ($\text{м}^2\text{°C/Вт}$) определим, согласно [16], по формуле (А.4).

Принимаем $r = 0,92$.

Подставляем в формулу (А.4), получаем

$$R_0^{пр} = 5,27 \cdot 0,92 = 4,78 \text{ м}^2\text{°C/Вт.}$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче $R_0^{пр}$ больше требуемого $R_0^{норм}$ ($4,79 > 4,09$) следовательно представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

А.3 Теплотехнический расчет окна

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции определяем по формуле (А.2).

Принимаем, $a = 0,00005$, $b = 0,2$, согласно [8, табл. 3].

$$R_{req} = 0,00005 \cdot 6227,5 + 0,2 = 0,51 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Используя значение требуемого сопротивления теплопередачи для окна $R_{req} = 0,51 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$, выбираем заполнение светового проема по ГОСТ 24699-2002. Принимаем оконный блок со стеклом и однокамерным стеклопакетом 4М1+(4М1-16-4М1), который имеет приведенное сопротивление теплопередачи $R=0,59 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$, что больше требуемого $R_{req}=0,51 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$, следовательно, данная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

Приложение Б

Расчет армирования диафрагм жесткости

Ниже представлены результаты армирования существующих диафрагм жесткости в осях Д/2-3, Г/5-6 и Д/7-8 (диафрагмы расположены слева направо соответственно). Здесь и далее шаг всех стержней сеток – 200мм.

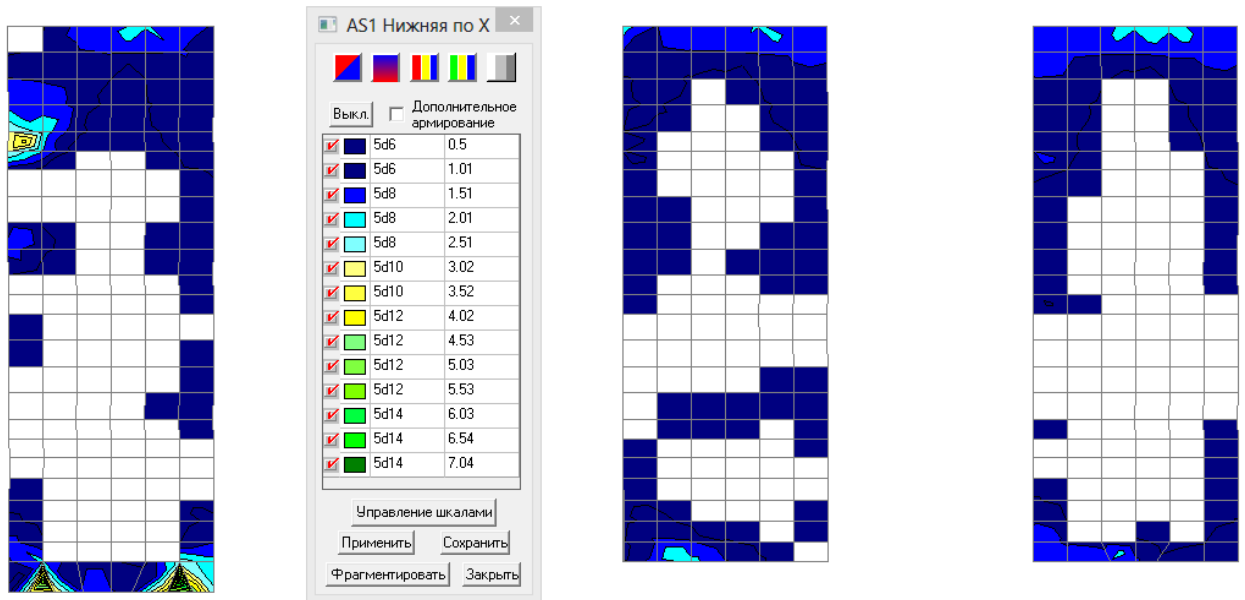


Рисунок Б.1 - Нижняя арматура по x AS1

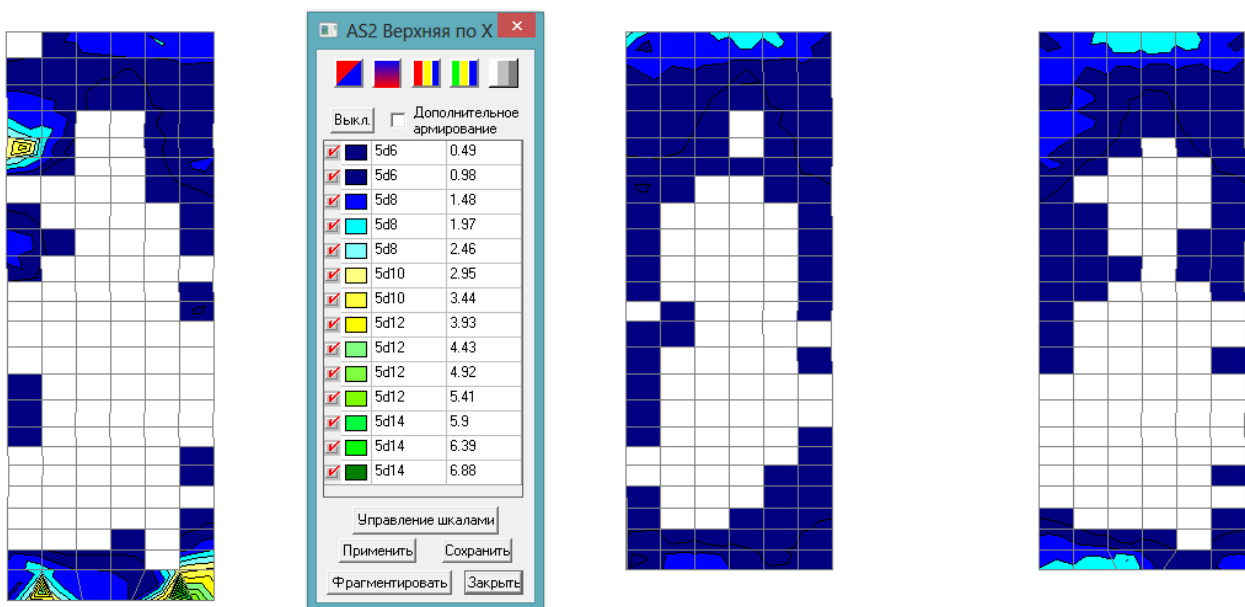


Рисунок Б.2 - Верхняя арматура по x AS2

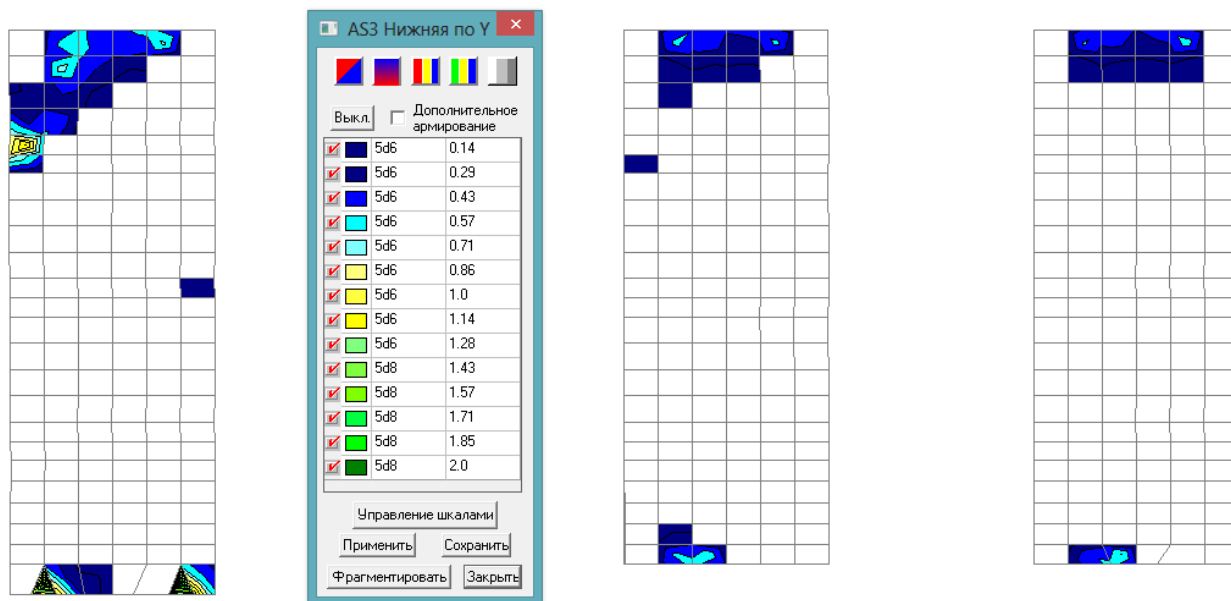


Рисунок Б.3 - Нижняя арматура по у AS3

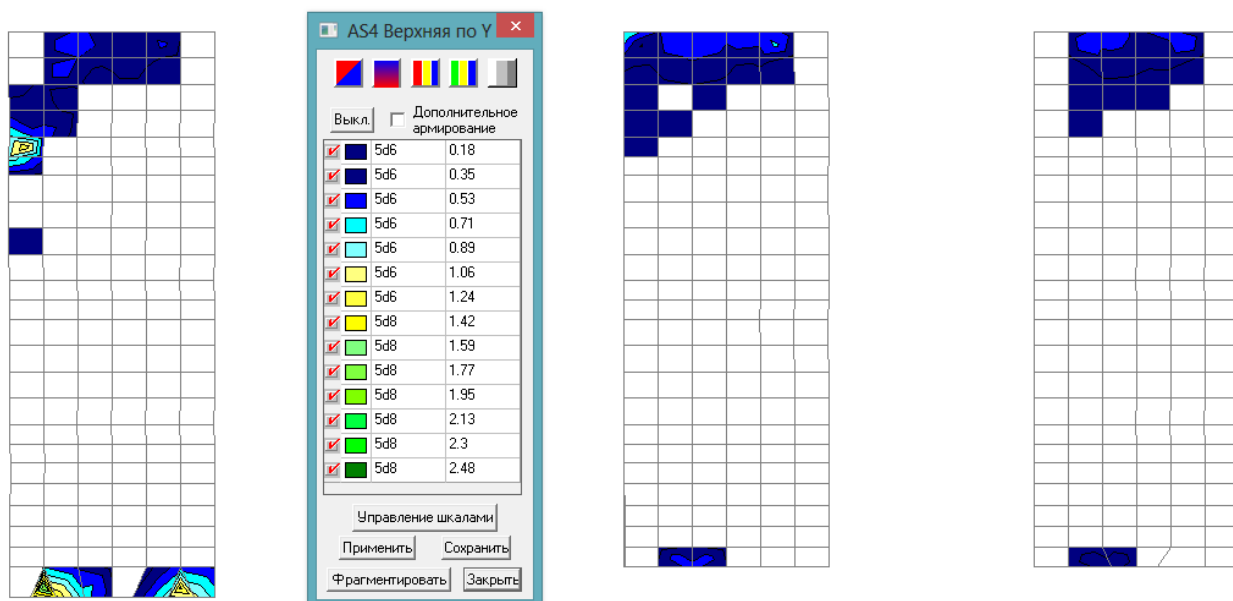


Рисунок Б.4 - Верхняя арматура по у AS4

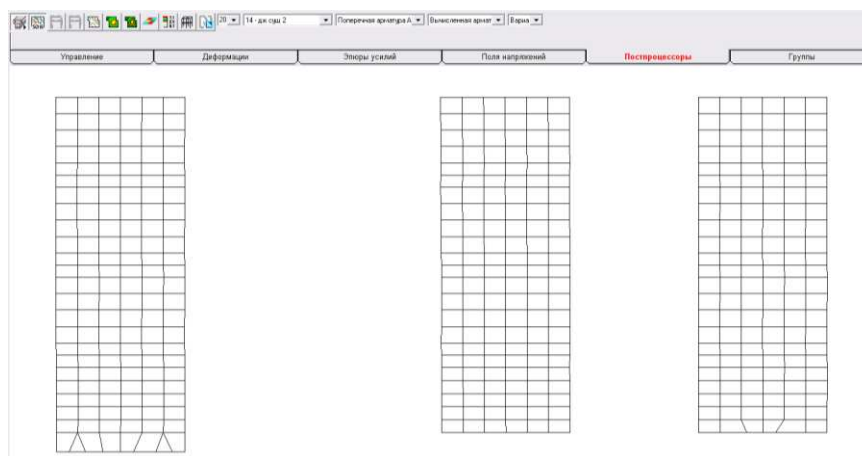


Рисунок Б.5 - Поперечная арматура Asw1

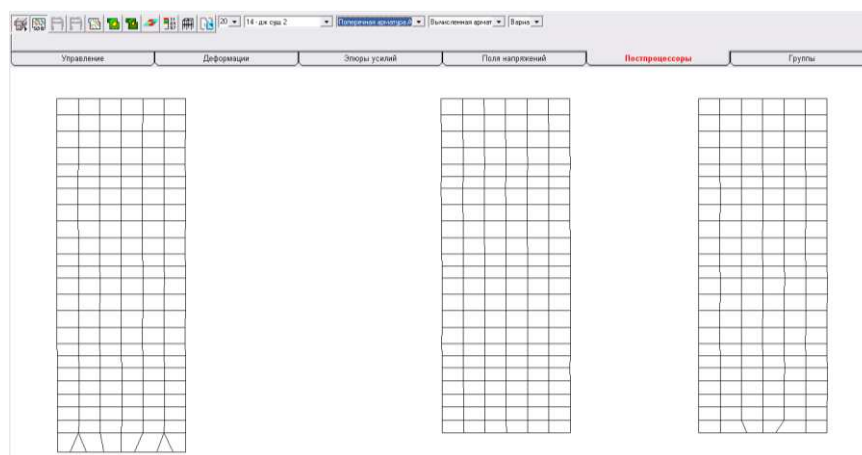


Рисунок Б.6 - Поперечная арматура Asw2

Ниже представлены результаты армирования существующих диафрагм жесткости в осях Е-Д/5 и Г-В/5 (диафрагмы расположены слева направо соответственно)

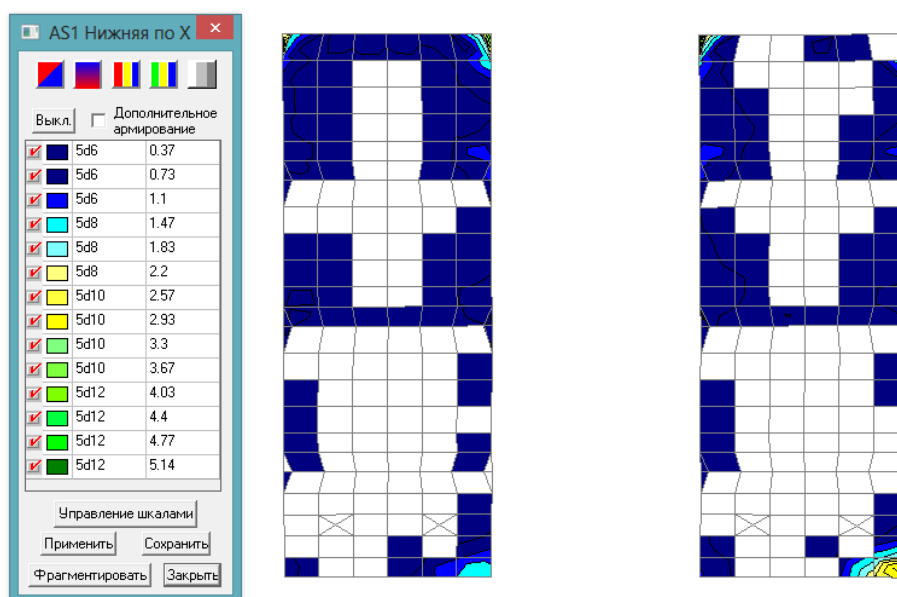


Рисунок Б.7 - Нижняя арматура по x AS1

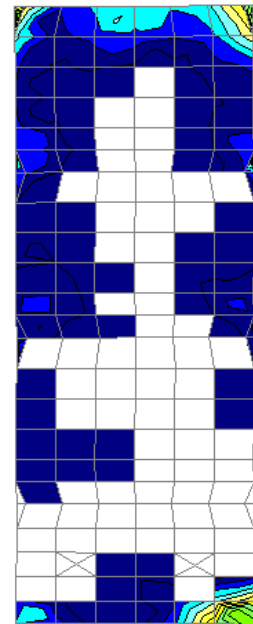
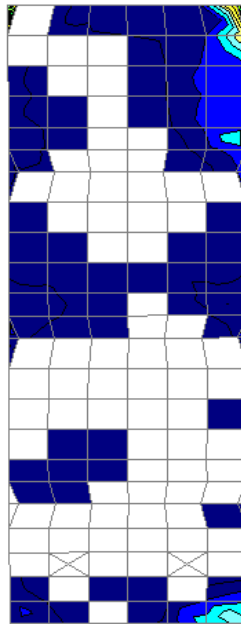
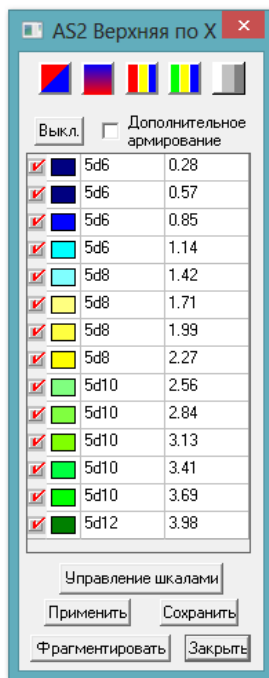


Рисунок Б.8 - Верхняя арматура по x AS2

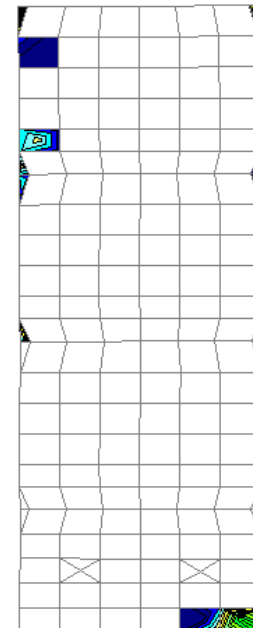
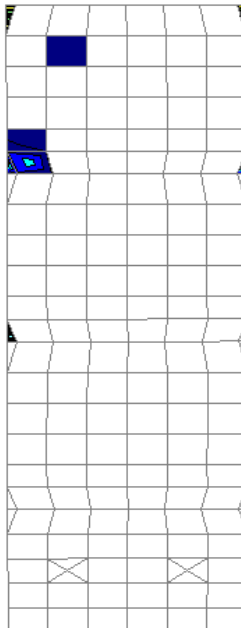
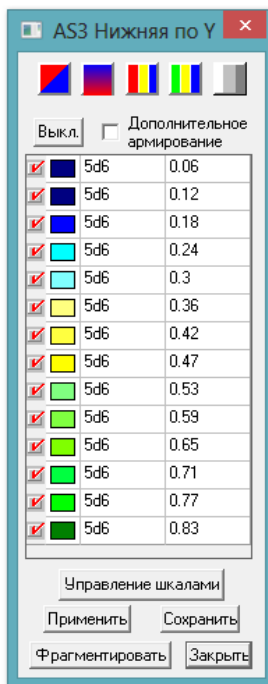


Рисунок Б.9 - Нижняя арматура по y AS3

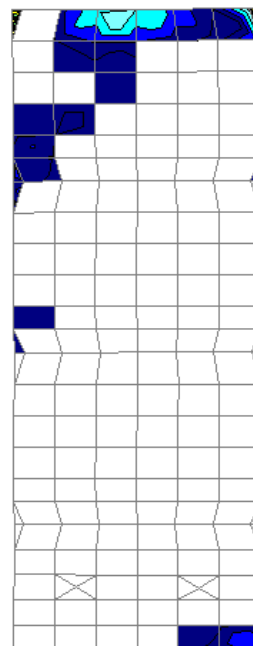
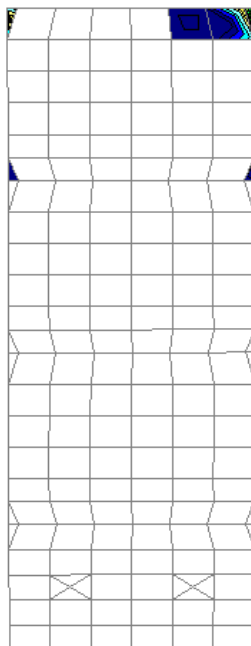
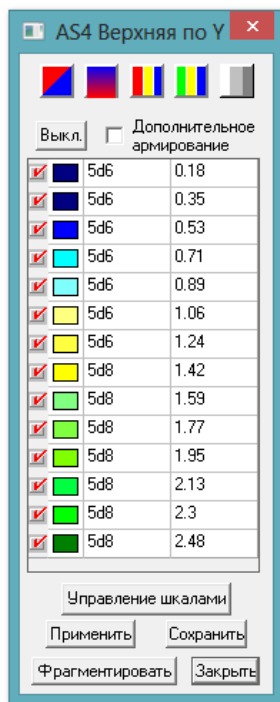


Рисунок Б.10 - Верхняя арматура по у AS4

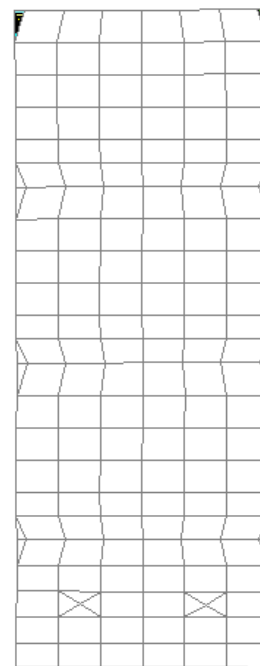
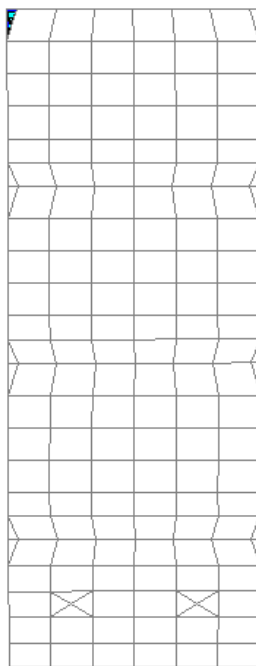
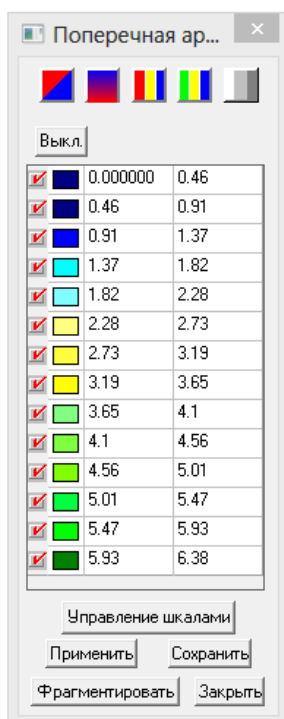


Рисунок Б.11 - Поперечная арматура Asw1

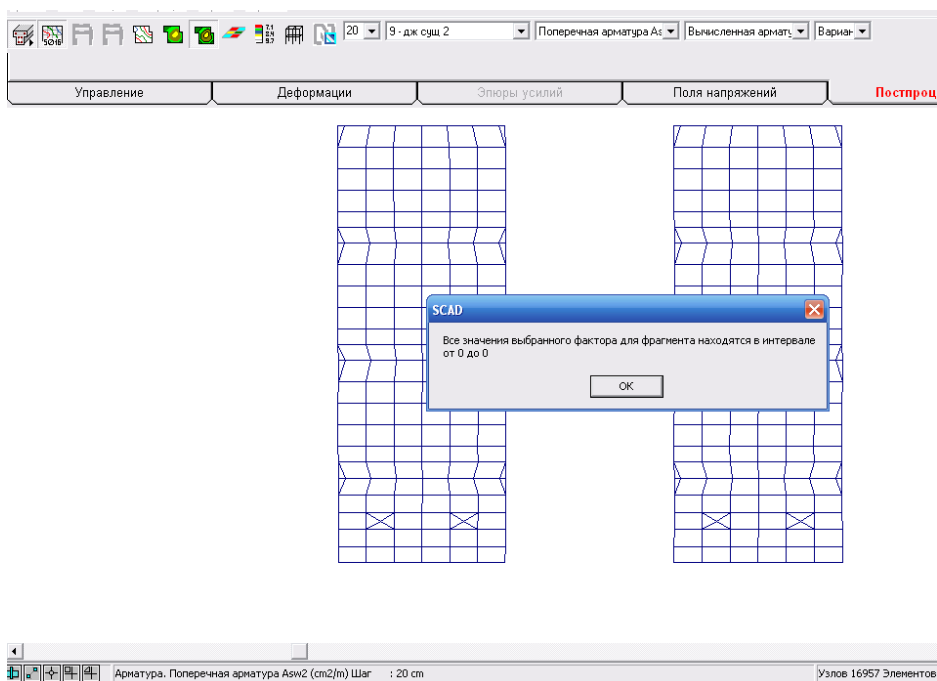


Рисунок Б.12 - Поперечная арматура Asw2

Ниже представлены результаты армирования существующей диафрагмы жесткости в осях Е/5-6 (диафрагма расположена слева направо)

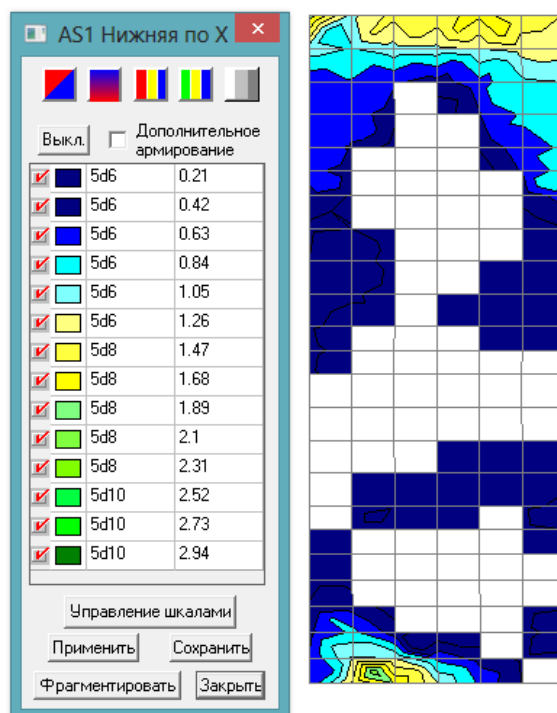


Рисунок Б.13 - Нижняя арматура по x AS1

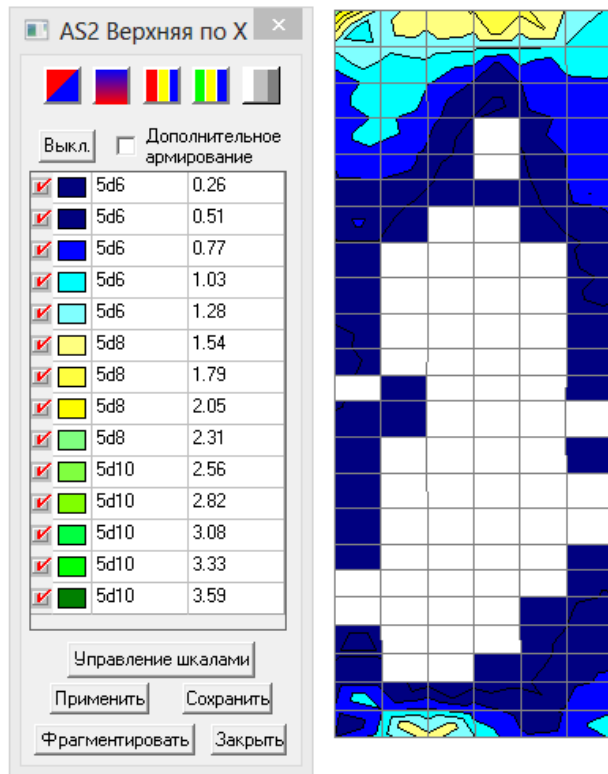


Рисунок Б.14 - Верхняя арматура по x AS2

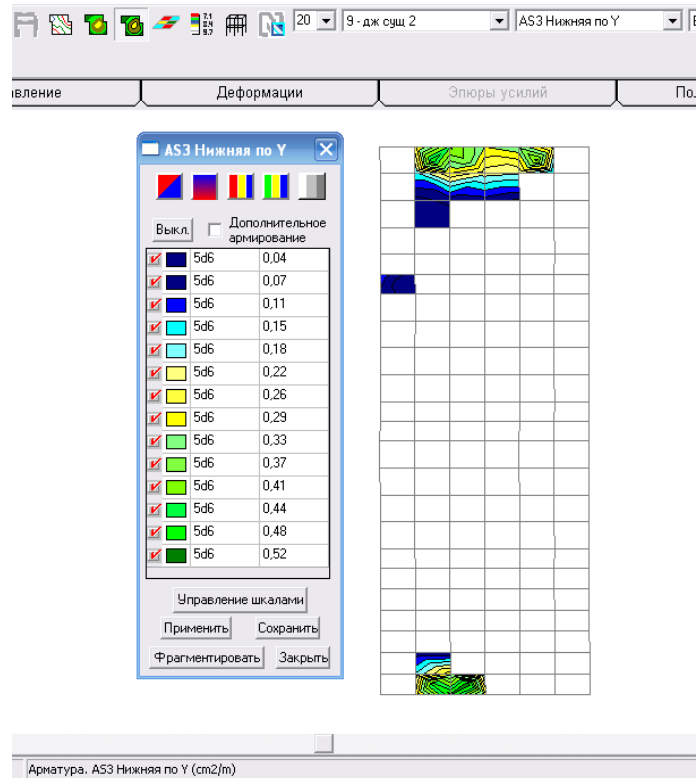


Рисунок Б.15 - Нижняя арматура по y AS3

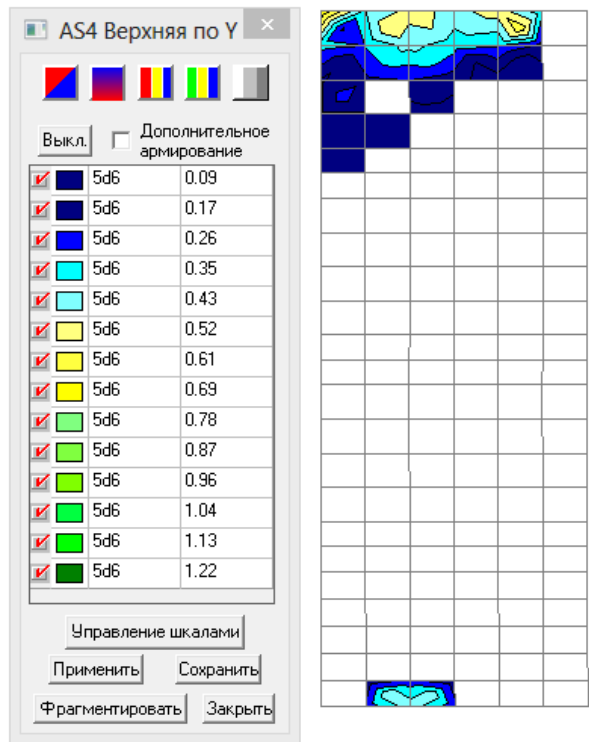


Рисунок Б.16 - Верхняя арматура по у AS4

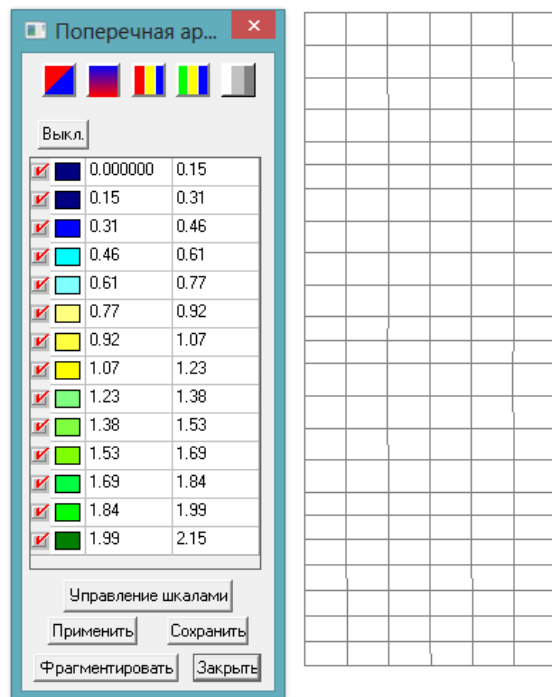


Рисунок Б.17 - Поперечная арматура Asw1

Расчет армирования «новых» диафрагм жесткости

В здании были предусмотрены «новые» диафрагмы жесткости, устроенные в пределах цокольного этажа, и с 1-го по 3-й этажи включительно, в осях К/5-6 и Б/5-6.

Вычисление армирования диафрагм жесткости производилось в модуле «бетон» программного комплекса SCAD. Ниже приведены интерактивные окна «характеристика групп», «бетон», «арматура», «результаты» (рисунок Б.18, Б.19, Б.20)

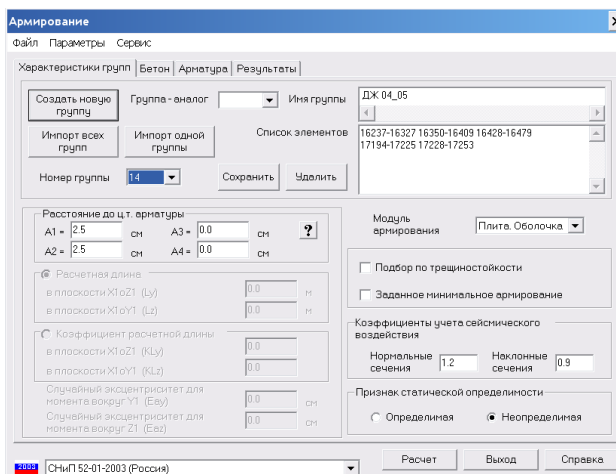


Рисунок Б.18 - Интерактивное окно «характеристика групп»

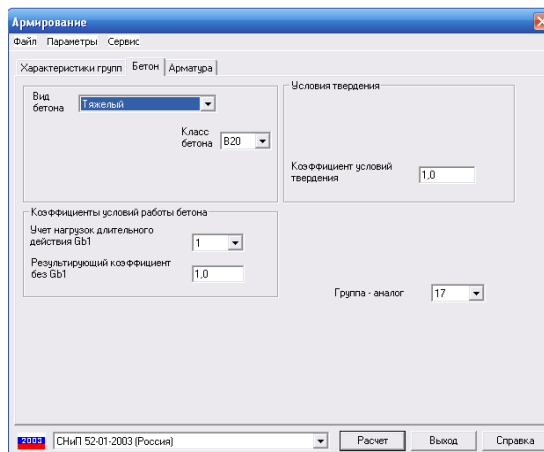


Рисунок Б.19 - Интерактивное окно «бетон»

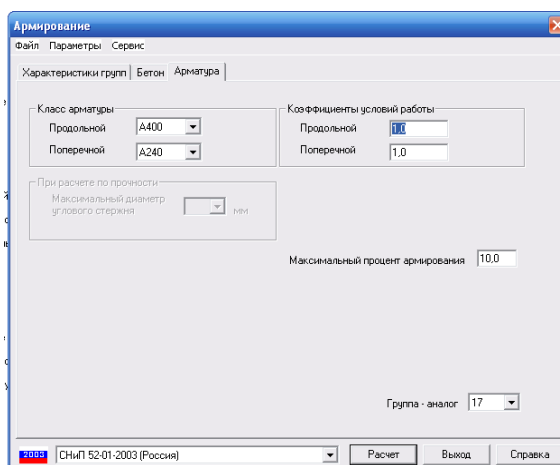


Рисунок Б.20 - Интерактивное окно «армирование»

После задания исходных данных был выполнен расчет диафрагм. Ниже приведены результаты расчетов.

Диафрагма жесткости в осях К/5-6

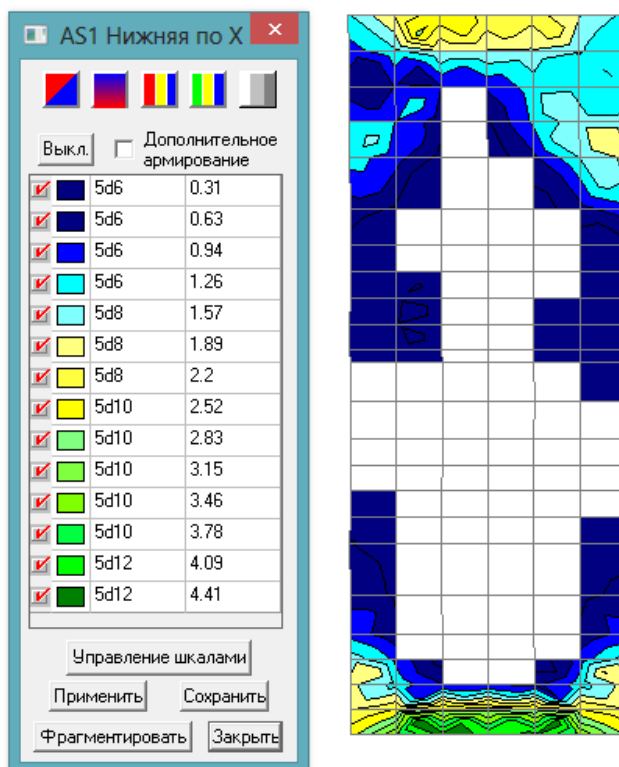


Рисунок Б.21 - Арматура AS1 нижняя по x

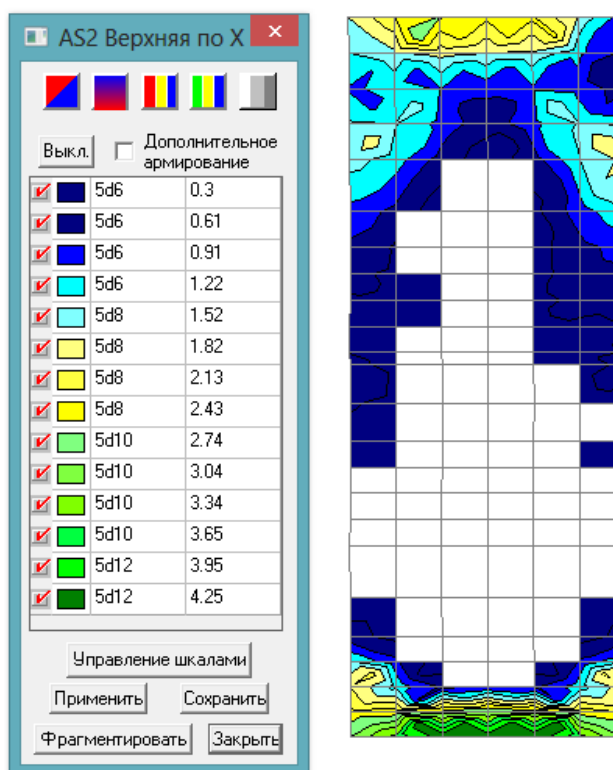


Рисунок Б.22 - Арматура AS2 верхняя по x

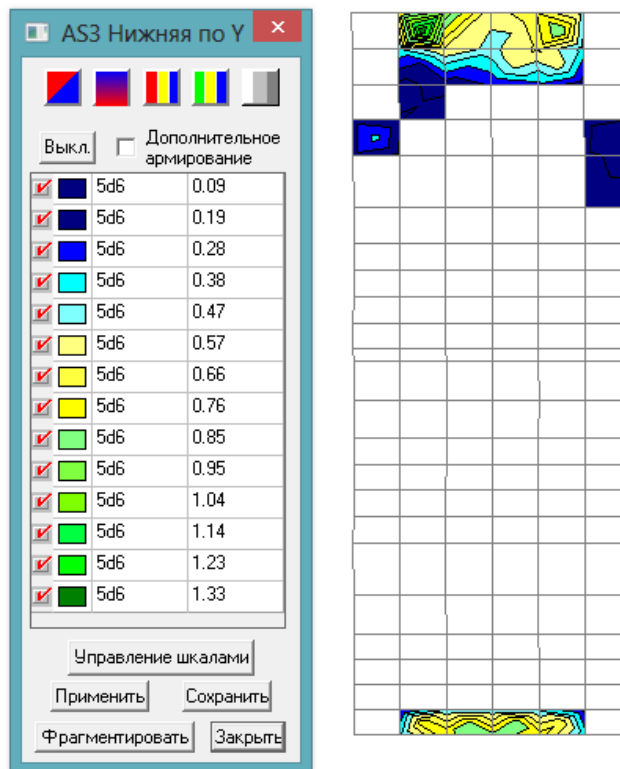


Рисунок Б.23 - Арматура AS3 нижняя по y

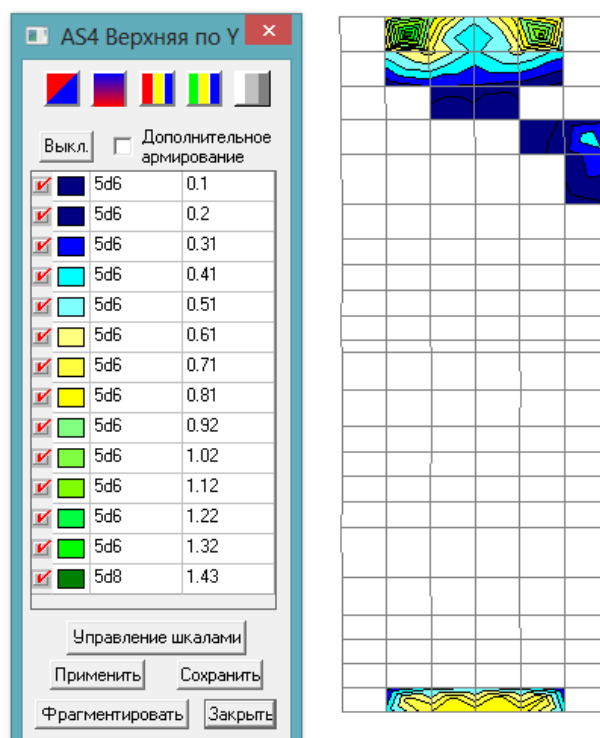


Рисунок Б.24 - Арматура AS4 верхняя по y

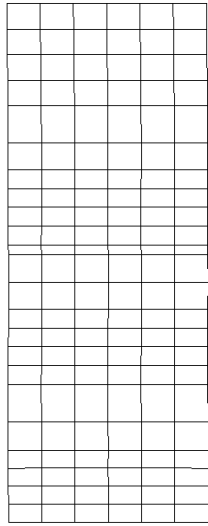


Рисунок Б.25 – Поперечная арматура Asw1

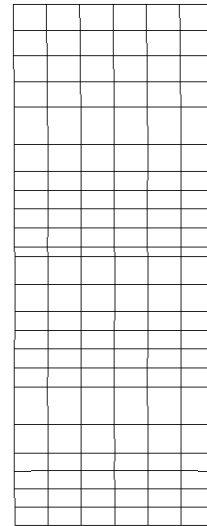


Рисунок Б.26 – Поперечная арматура Asw2

Диафрагма жесткости в осях Б/5-6

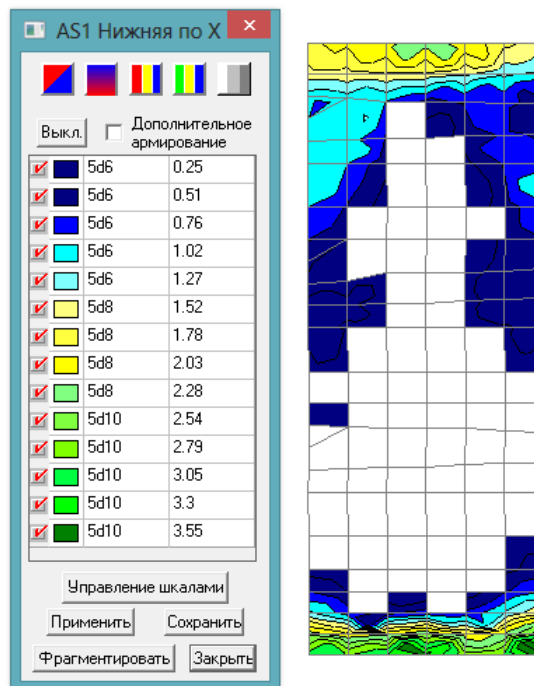


Рисунок Б.27 - Арматура AS1 нижняя по x

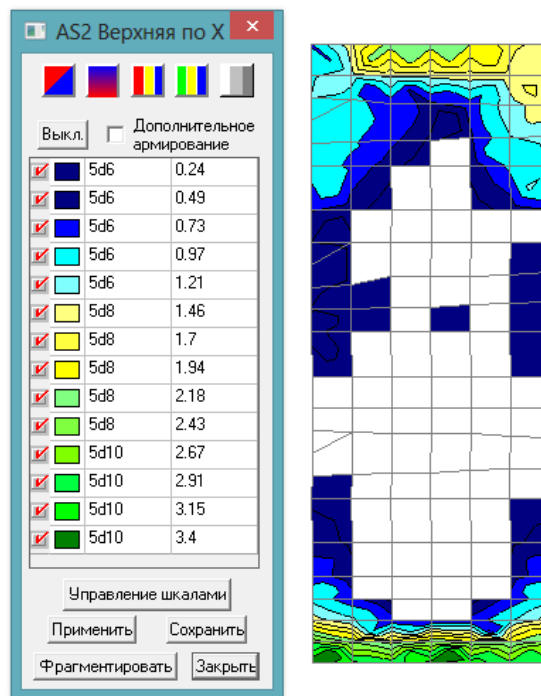


Рисунок Б.28 - Арматура AS2 верхняя по x

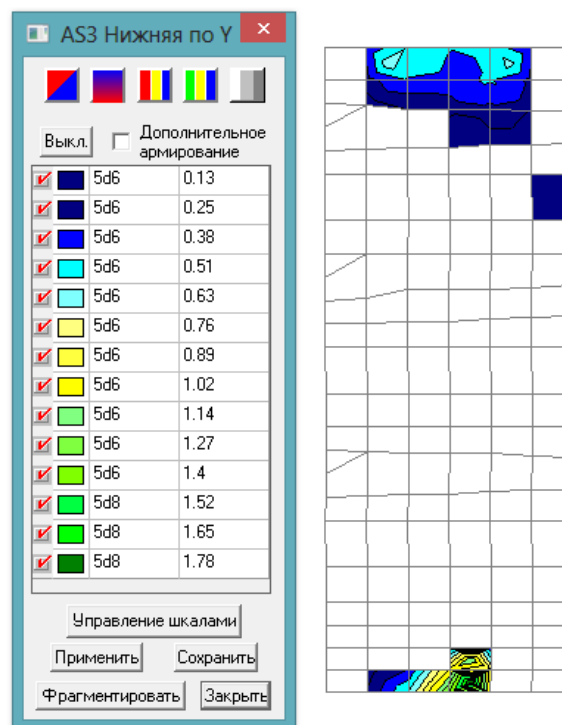


Рисунок Б.29 - Арматура AS3 нижняя по y

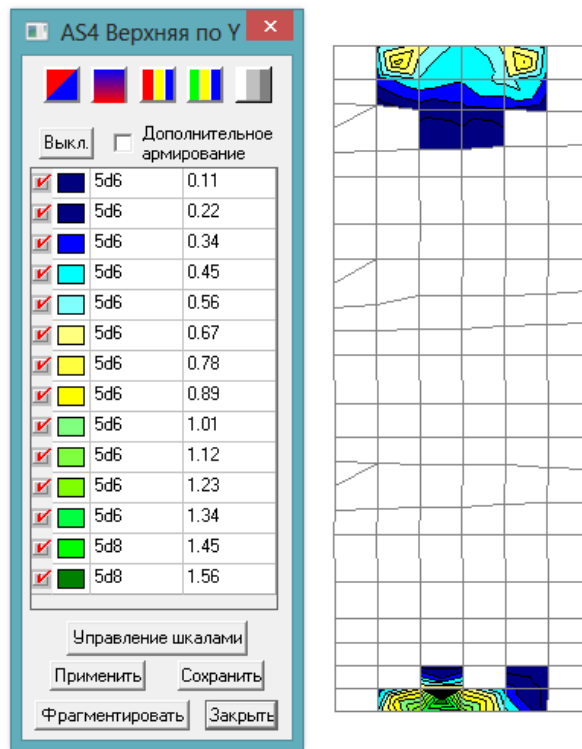


Рисунок Б.30 - Арматура AS4 верхняя по y

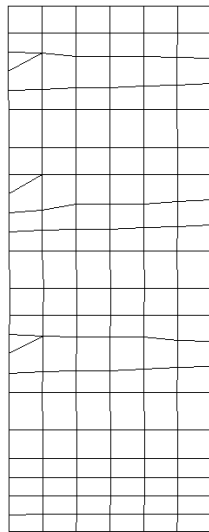


Рисунок Б.31 - Поперечная арматура Asw1

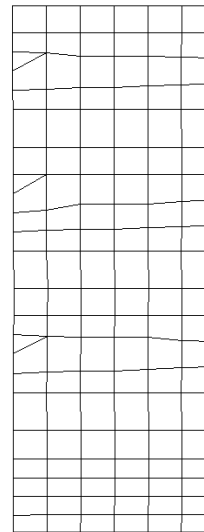


Рисунок Б.32 - Поперечная арматура Asw2

Приложение В

Расчет деформационных характеристик свайного основания

Нагрузки на сваи

Осадка фундамента из висячих свай может быть определена как осадка условного фундамента на естественном основании в соответствии с п. 7.4.2 и 7.4.3 (СП 50-102-2003). Осадка была определена на нагрузки на ростверки, полученные при предварительном расчете каркаса здания с жестко защемленными колоннами.

При однородных или улучшающихся по физико-механическим характеристикам с глубиной грунтах основания, расчет осадки свайного фундамента рекомендуется выполнять по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте (7.4.4 - 7.4.9, СП 50-102-2003).

Расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте

(стальная дополнительная свая)

Расчет свай и свайных фундаментам по деформациям следует производить исходя из условия:

$$s \leq s_u, \quad (1)$$

Предельная осадка основания для здания многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом: $S_u = 10 \text{ см}$ по СП 22.13330.2016 приложение Д, таблица Д1.

Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте необходимо определить осадку одиночной сваи.

Осадку s , м, одиночной висячей сваи следует определять по формуле

$$s = \frac{P \times l_s}{E_{sl} \times d}, \quad (2)$$

где $P = 65,89 \text{ т} = 658,9 \text{ кН}$ - нагрузка на сваю;

l_s - коэффициент влияния осадки, для жесткой сваи определяют по формуле

$$l_s = \frac{2,6}{l/d + 4} \quad (3)$$

$$l_s = \frac{P}{S} = \frac{2,6}{\frac{11}{0,219} + 4} = 0,048.$$

где E_{sl} - модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, кПа (таблицы «Нормативные характеристики грунтов г.Красноярска вычисленные по лабораторным анализам» утверждённая «Красноярскгражданпроект»);

$E_{sl} = 35 \text{ МПа} = 3568 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}$ - в состоянии водонасыщения для грунта ИГЭ-4;

$d = 0,219 \text{ м}$ - диаметр или сторона квадратной сваи, м;

$l = 11 \text{ м}$ - длина сваи.

Поведение сваи под нагрузкой моделировалось при помощи КЭ 51 (упругой связи) с линейной жесткостью равной (направление вдоль оси аппликат «Z»)

$$K = \frac{P}{S} = \frac{E_{sl} \times d}{I_s} = \frac{3568 \times 0,219}{0,0048} = 16279 \frac{\text{Т}}{\text{м}} = 159697 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} \quad - \quad \text{в состоянии водонасыщения.}$$

Расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте

(железобетонная существующая свая)

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия:

$$s \leq s_u, \quad (1.1)$$

Предельная осадка основания для здания многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом : $S_u = 10 \text{ см}$ (по СП 22.13330.2016 прил.Д, табл.Д1).

Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте необходимо определить осадку одиночной сваи.

Осадку s , м, одиночной висячей сваи следует определять по формуле

$$s = \frac{P \times l_s}{E_{sl} \times d'} \quad (1.2)$$

где P - нагрузка на сваю, кН : $P = 35,9 \text{ т}$;

l_s - коэффициент влияния осадки, для жесткой сваи определяют по формуле

$$l_s = \frac{2,6}{l/d+4} \quad (1.3)$$

$$l_s = \frac{2,6}{7,3/0,3+4} = 0,0929$$

E_{sl} - модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, кПа (таблицы «Нормативные характеристики грунтов г. Красноярск вычисленные по лабораторным анализам» утверждённая «Красноярскгражданпроектом»);

$E_{sl} = 9 \text{ МПа} = 917 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}$ - в состоянии водонасыщения для грунта ИГЭ-5;

$d = 0,3 \text{ м}$ - диаметр или сторона квадратной сваи, м;

$l = 7,2 \text{ м}$ - длина сваи.

Поведение сваи под нагрузкой моделировалось при помощи КЭ 51 (упругой связи) с линейной жесткостью равной (направление вдоль оси аппликат «Z»)

$$K = \frac{P}{S} = \frac{E_{sl} \times d}{I_s} = \frac{917 \times 0,3}{0,0929} = 2561 \text{ т/м} = 25123 \text{ Н/мм} \quad - \quad \text{в состоянии водонасыщения;}$$

С учетом уменьшения на 35% прочности грунтового основания линейная жесткость составит

$$K=25123 \cdot 0,65=16330 \text{ Н/мм.}$$

Назначение жёсткости пружинам свай

Коэффициенты постели по боковой поверхности свай.

Согласно приложению В, пункт В.2 СП 24.13330.2011: «Расчетное значение коэффициента постели c_z , кН/м³, грунта на боковой поверхности свай при отсутствии опытных данных допускается определять по формуле

$$c_z = K \cdot z, \quad (4)$$

где K - коэффициент пропорциональности, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по таблице В.1 СП 24.13330.2011;

z - глубина расположения сечения свай в грунте, м, для которой определяют коэффициент постели, по отношению к поверхности грунта при высоком ростверке или к подошве ростверка при низком ростверке.

Таблица В.1 – Определение коэффициентов пропорциональности постели

Наименование элемента	Наименование грунта	Интервал слоя, м	Мощность слоя, м	Средняя глубина (до середины слоя), м	Коэффициент пропорциональности, тс/м ⁴	Коэффициент постели ⁶ , тс/м ³ (Н/мм ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
ИГЭ-1	Насыпной грунт (галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 %)	0-1,79	1,79	0,9	-	-
ИГЭ-3	галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12,5-39,1%	1,79-2,59	0,8	2,19	10000	21900 (0,2148)
ИГЭ-6	песок гравелистый, рыхлый	2,59-3,69	1,1	3,14	5000	5495 (0,1)
ИГЭ-5	песок мелкий, рыхлый	3,69-8,89	5,2	6,29	1200	4906 (0,048)
ИГЭ-4	гравийный грунт с песчаным заполнителем	8,89-9,79	0,9	9,34	1800	16812 (0,165)

⁶ С учетом снижения на 35% для рыхлых песков

Окончание таблицы В.1

	36,7-49,8% (песок средней крупности)					
ИГЭ-3а	грунт с песчаным заполнителем 4,5-13,5%	9,79- 13,99	4,2	11,89	10000	118900 (1,166)

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Локальный сметный расчет

4-х этажное железобетонное здание торгового дома по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске
(наименование стройки)

4-х этажное железобетонное здание торгового дома по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске
(наименование объекта капитального строительства)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 02-01-01

на усиление железобетонных колонн стальными обоями
(наименование конструктивного решения)

Составлен базисно-индексным методом

Составлен(а) в текущем (базисном) уровне цен 1 кв. 2021

Основание: технологическая карта

Сметная стоимость 8495,95 тыс. руб.

Средства на оплату труда рабочих 491,49 тыс. руб.

Обоснование	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Кол.	Сметная стоимость в базисном уровне цен, руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
				на единицу	коэффициенты	всего		
Раздел 1. Колонны								
1 ФЕР46-02-009-03	Отбивка штукатурки колонн	100 м2	3,458					
1 999-9900	ОТ Строительный мусор	т	4,6	342,73		1185,16		
	Итого по расценке					1185,16		
	ФОТ					1185,16		

Продолжение приложения Г

МДС81-33.2004 Прил.4 п.49	Накладные расходы	%	110			1303,68		
Письмо №АП-5536/06 от 18.11.04 Прил.1 п.49	Сметная прибыль	%	70			829,61		
	Всего по позиции					3 318,45		
2 ФССЦ-01-10-041	Погрузо-разгрузочные работы при автомобильных перевозках: мусора строительного с погрузкой вручную	1т	0,187	42,98		8,04		
3 ФЕР46-01-007-01	Усиление железобетонных колонн стальными обоями	т	118					
1	ОТ			397,98		46961,6		
2	ЭМ			454,73		53658,1		
3	в т.ч Отм			45,79		5403,2		
4	М			174,89		20637,0		
07.2.07.13	Конструкции стальные	т						
	Итого по расценке			1 027,60		121256,80		
	ФОТ					52364,86		
МДС81-33.2004 Прил.4 п.49	Накладные расходы	%	110			57601,35		
Письмо №АП-5536/06 от 18.11.04 Прил.1 п.49	Сметная прибыль	%	70			36655,40		
	Всего по позиции					215 513,55		

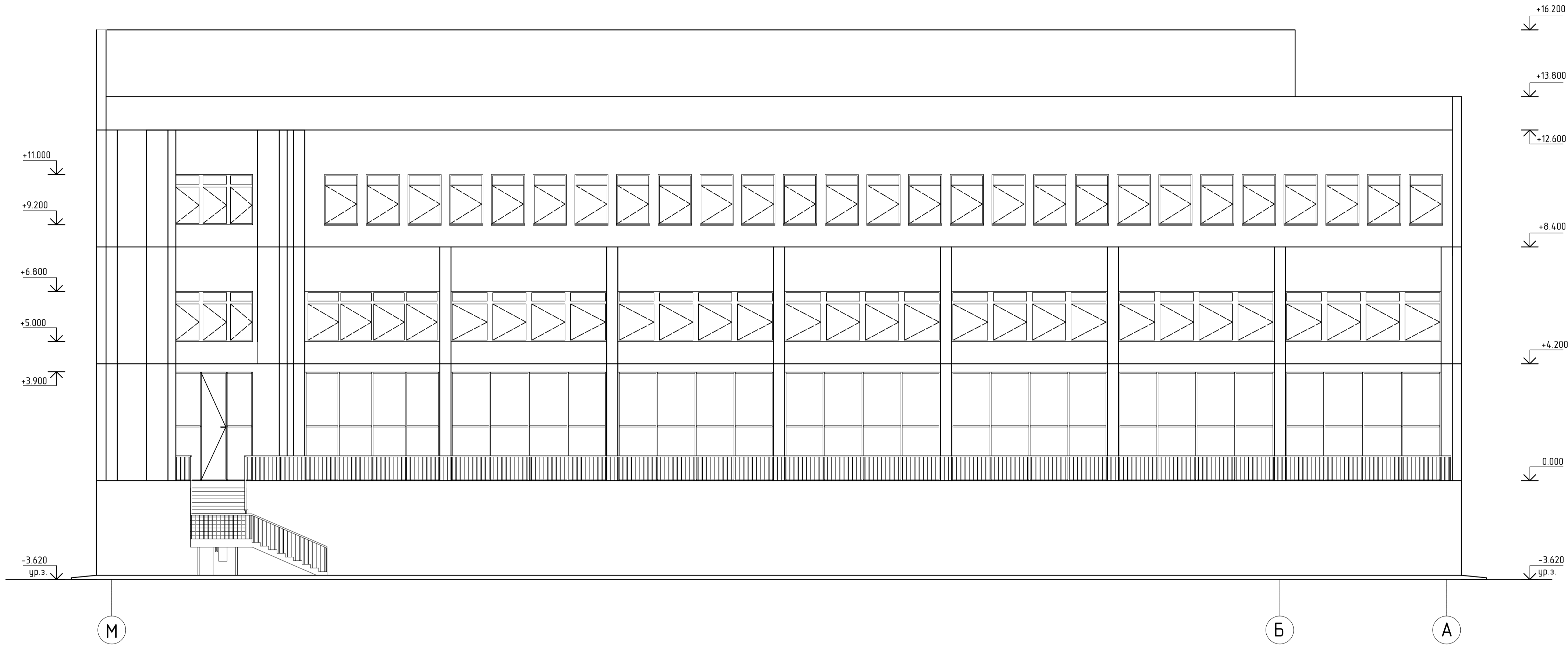
Продолжение приложения Г

4 ФССЦ-08.3.08.02-0073	Сталь угловая равнополочная, марка стали: Ст3пс, шириной полок 100-100 мм	т	34,598	4 840,65		167 475,84		
5 ФССЦ-08.3.08.02-0066	Сталь угловая равнополочная, марка стали: Ст3пс, размером 90x90 мм	т	31,466	6 528,03		205 408,90		
6 ФССЦ-08.3.07.01-0072	Прокат полосовой, горячекатаный, марка стали Ст0, ширина 70 мм, толщина 4-8 мм	т	22,059	5 561,00		122 670,10		
7 ФССЦ-08.3.07.01-0060	Сталь полосовая: 100x10 мм, марка Ст3сп	т	1,8266	7 385,36		13 490,39		
8 ФССЦ-08.3.07.01-0003	Полосовой горячекатаный прокат толщиной 10-75 мм, при ширине 100-200 мм, из углеродистой стали обыкновенного качества марки: Ст3пс	т	0,3638	5 393,54		1 962,06		
9 ФССЦ-08.4.03.03-0036	Сталь арматурная, горячекатаная, периодического профиля, класс А-III, диаметр 25-28 мм	т	4,2931	7 792,12		33 452,51		
10 ФССЦ-08.4.03.03-0032	Сталь арматурная, горячекатаная, периодического профиля, класс А-III, диаметр 12 мм	т	0,418	7 997,23		3 342,52		
11 ФЕР15-02-036-05	Штукатурка по сетке без устройства каркаса	100 м2	3,458					
	1 ОТ			3516,1		12158,7		
	2 ЭМ			61,37		212,2		
	3 в т.ч Отм			22,47		77,7		
	4 М			5047,41		17453,9		

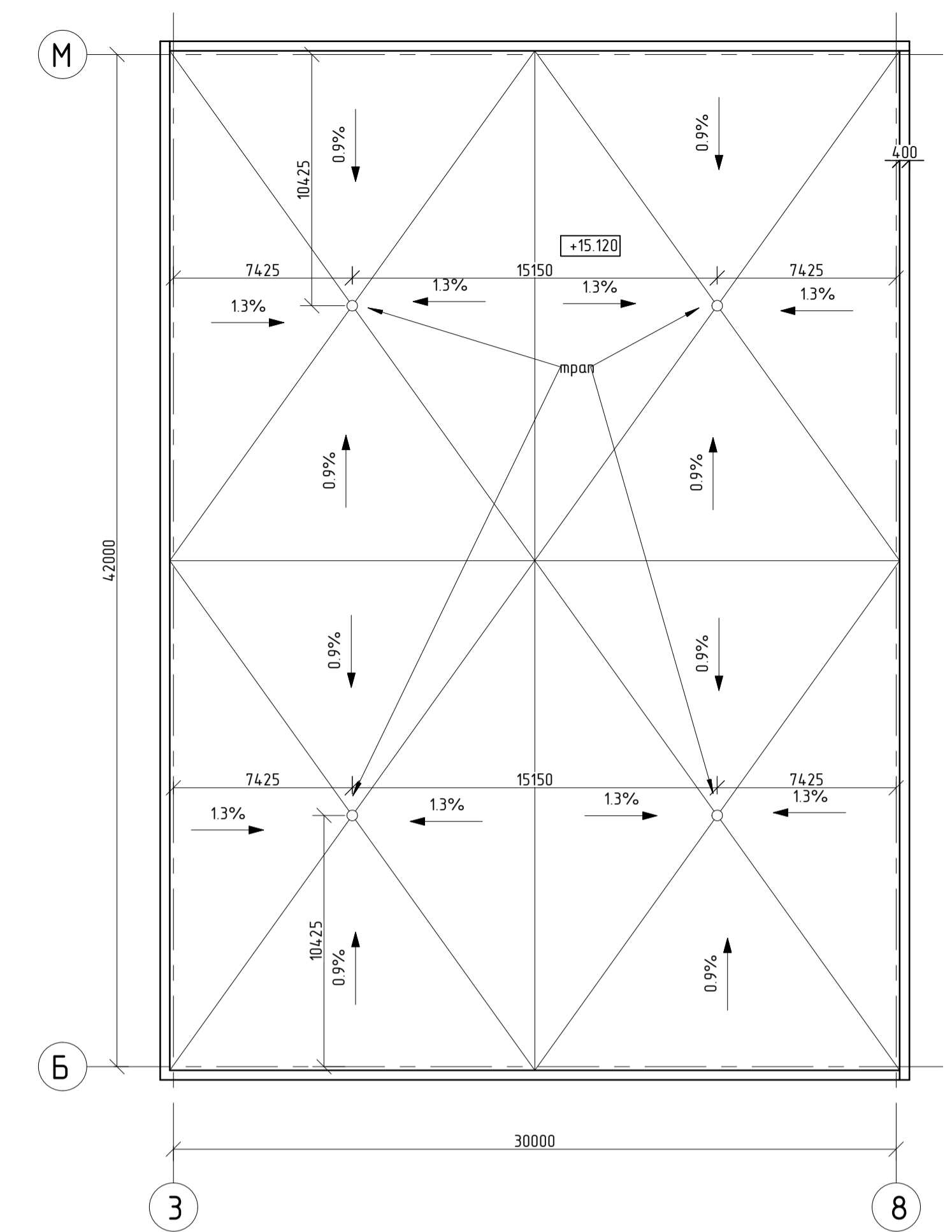
Окончание приложения Г

	Итого по расценке					29824,84		
	ФОТ					12236,38		
МДС81-33.2004 Прил.4 п.49	Накладные расходы	%	110			13460,01		
Письмо №АП- 5536/06 от 18.11.04 Прил.1 п.49	Сметная прибыль	%	70			8565,46		
	Всего по позиции					51 850,31		
Итого прямые затраты по смете (в базисном уровне цен) (ОТ+ЭМ+М)						700077,16		
<i>в том числе:</i>								
оплата труда						60305,47		
эксплуатация машин и механизмов						53870,36		
материальные ресурсы						585893,3		
Итого ФОТ (в базисном уровне цен)						65786,40		
Итого накладные расходы (в базисном уровне цен)						72365,03		
Итого сметная прибыль (в базисном уровне цен)						46050,48		
Итого по разделу (в базисном уровне цен) (ПЗ+НР+СП)						818492,67		
ВСЕГО по смете (в базисном уровне цен с пересчетом в текущий уровень) (ИСМР = 8,15) Письмо Минстроя от 11.03.2021 №9351-ИФ/09 Административные здания Красноярский край 1зона						818492,67	8,15	6670715
Временные здания и сооружения (Приказ от 19.06.2020 №332/пр прил.2 п.1.2) 1,2%						9821,91		80048,58
Итого с временными						828314,58		6750763,85
Производство работ в зимнее время (ГСН 81-05-02-2001 п.1.4) 2,82%						23358,47		190371,54
Итого с зимним удорожанием						851673,05		6941135,40
Непредвиденные затраты (Приказ от 4.08.2020 №421/пр п.179) 2%						17033,46		138822,71
Итого с непредвиденными						868706,52		7079958,10
НДС (НК РФ) 20%						173741,30		1415991,62
ВСЕГО ПО СМЕТЕ						1042447,82		8495949,72

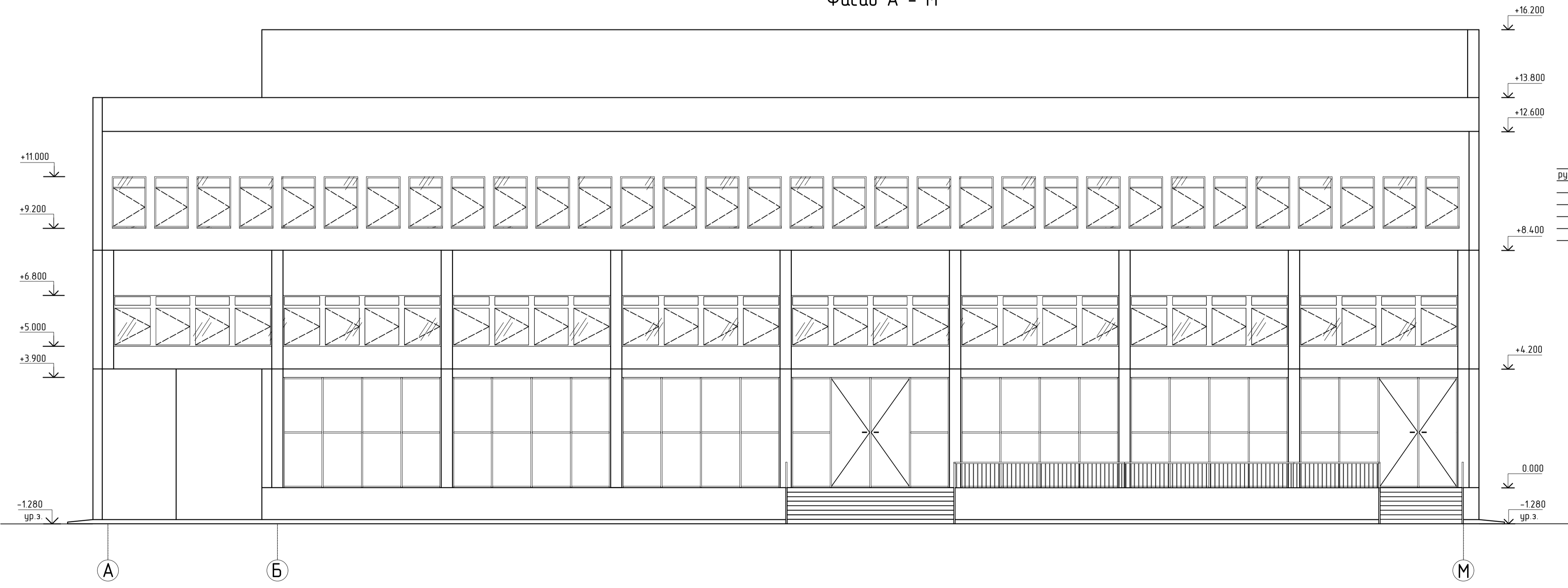
Фасад М - А



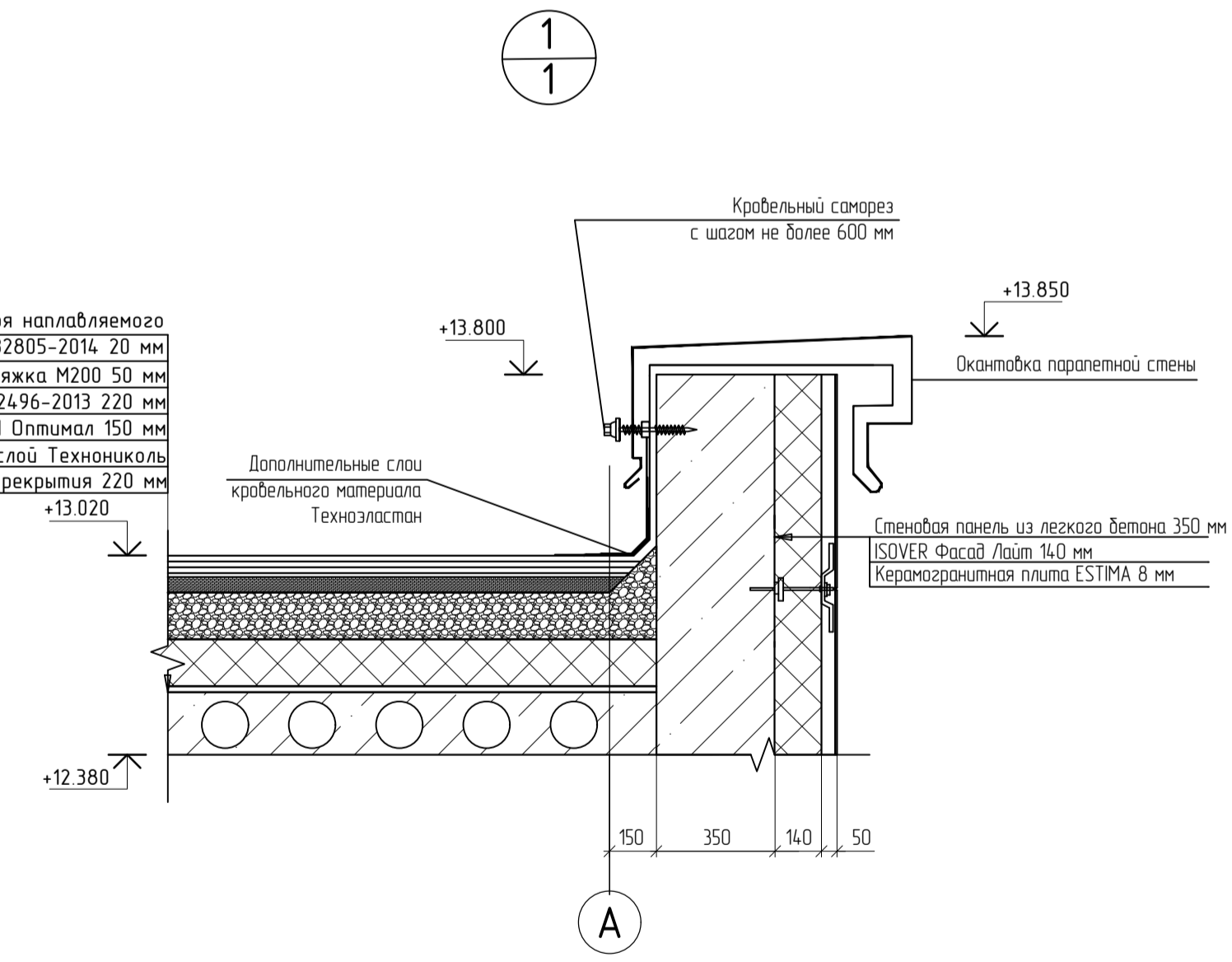
План кровли



Фасад А - М



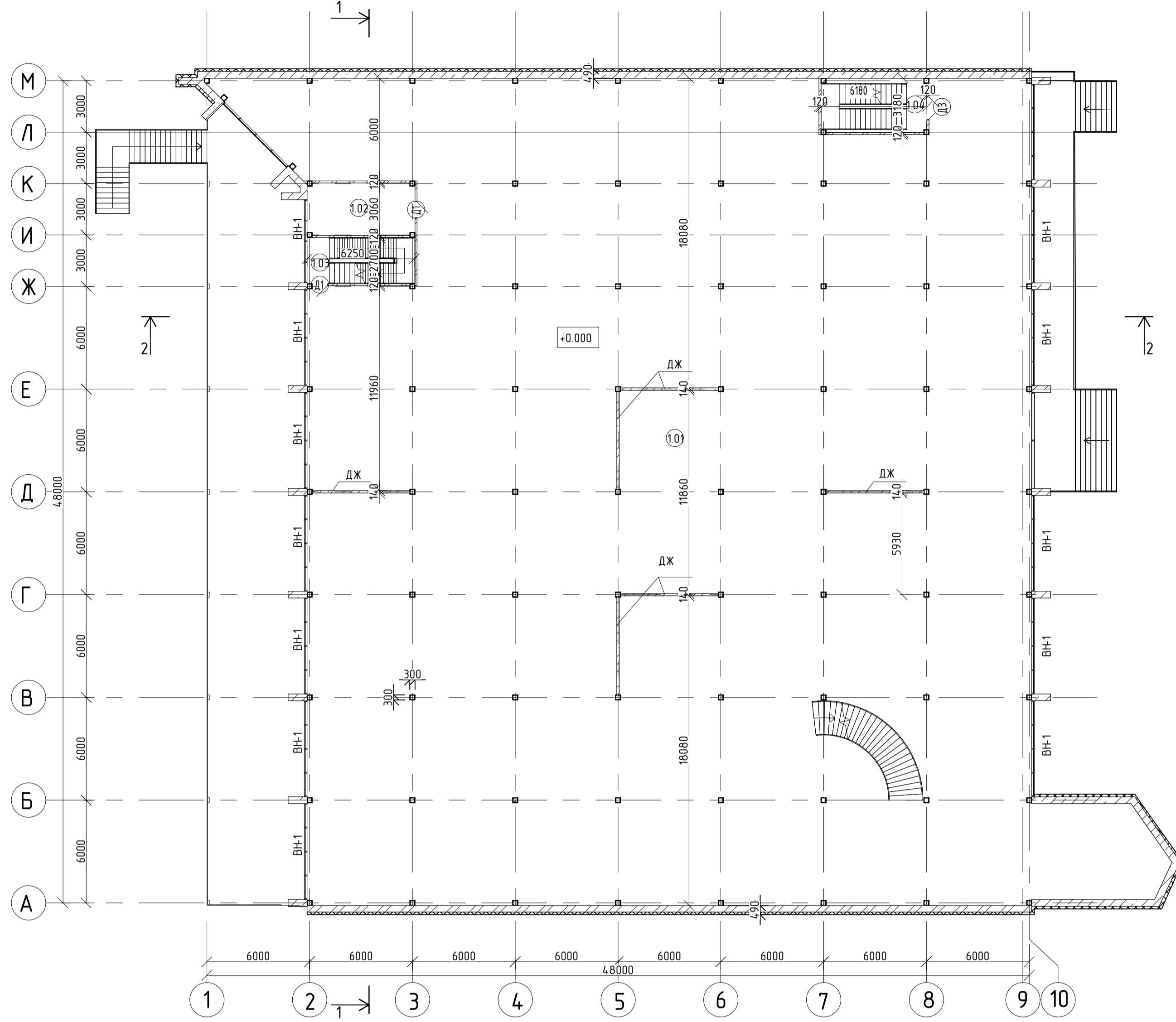
- Кровельный ковер - 4 слоя наплавленного рулонного материала ГОСТ 32805-2014 20 мм
- Цементно-песчаная стяжка М200 50 мм
- Керамзит ГОСТ 32496-2013 220 мм
- ISOVER РцФ Н ОптимаЛ 150 мм
- Пароизоляционный слой Технониколь
- Железобетонная плита перекрытия 220 мм



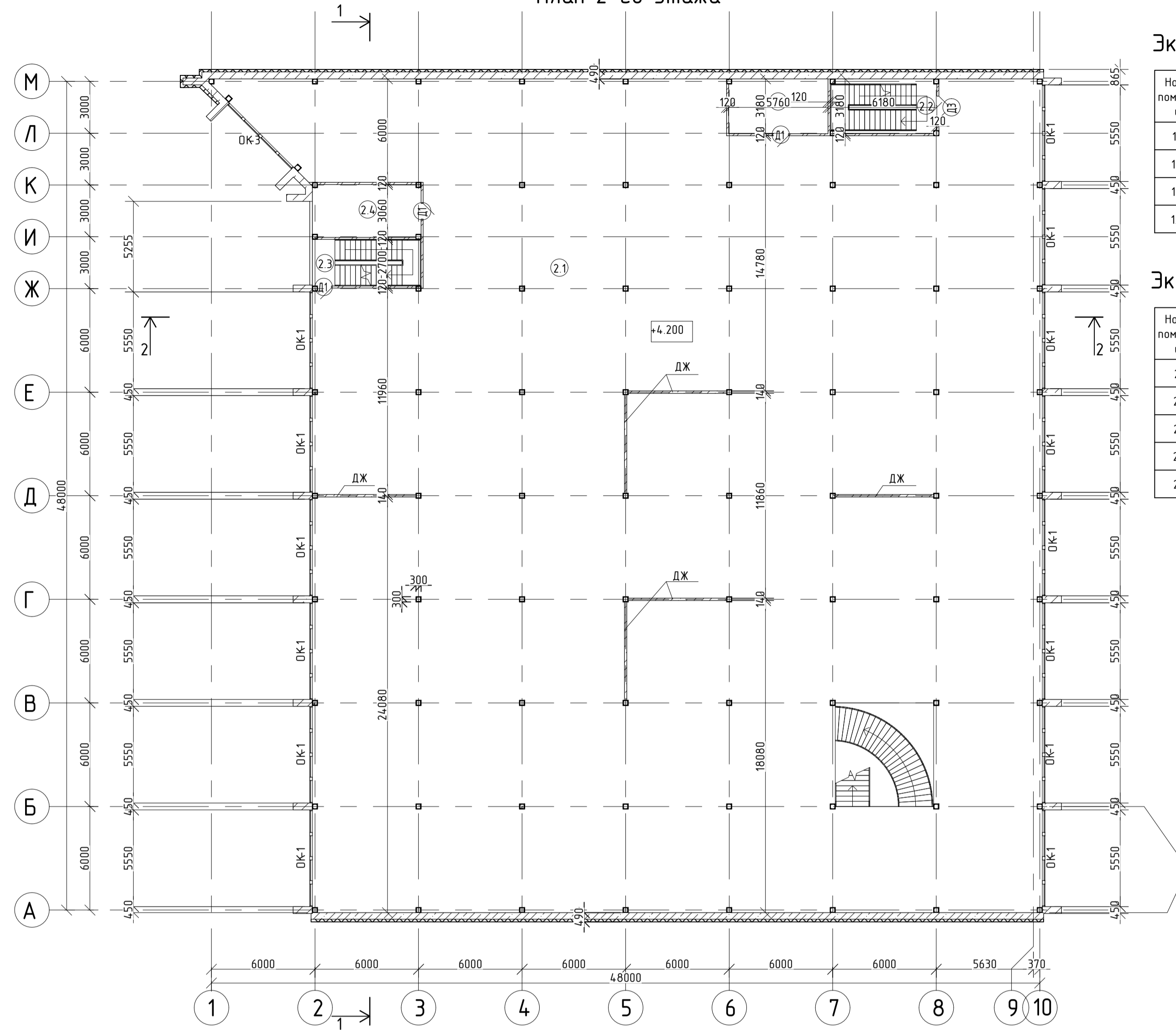
Примечание
1. Лист 1 читать совместно с листом 2

БР - 08.03.01 АР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.	Масдыкина НС				Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г. Красноярск
Консульт.	Казачкова Е.В.				
Руководит.	Юрченко А.А.				
Н.контр.	Юрченко А.А.				Фасад М-А; Фасад А-М; План кровли; Узел
Заб.кафед.	Дворниев С.В.				Кафедра СКУС
		Стадия	Лист	Листов	
			1		

План 1-го этажа



План 2-го этажа



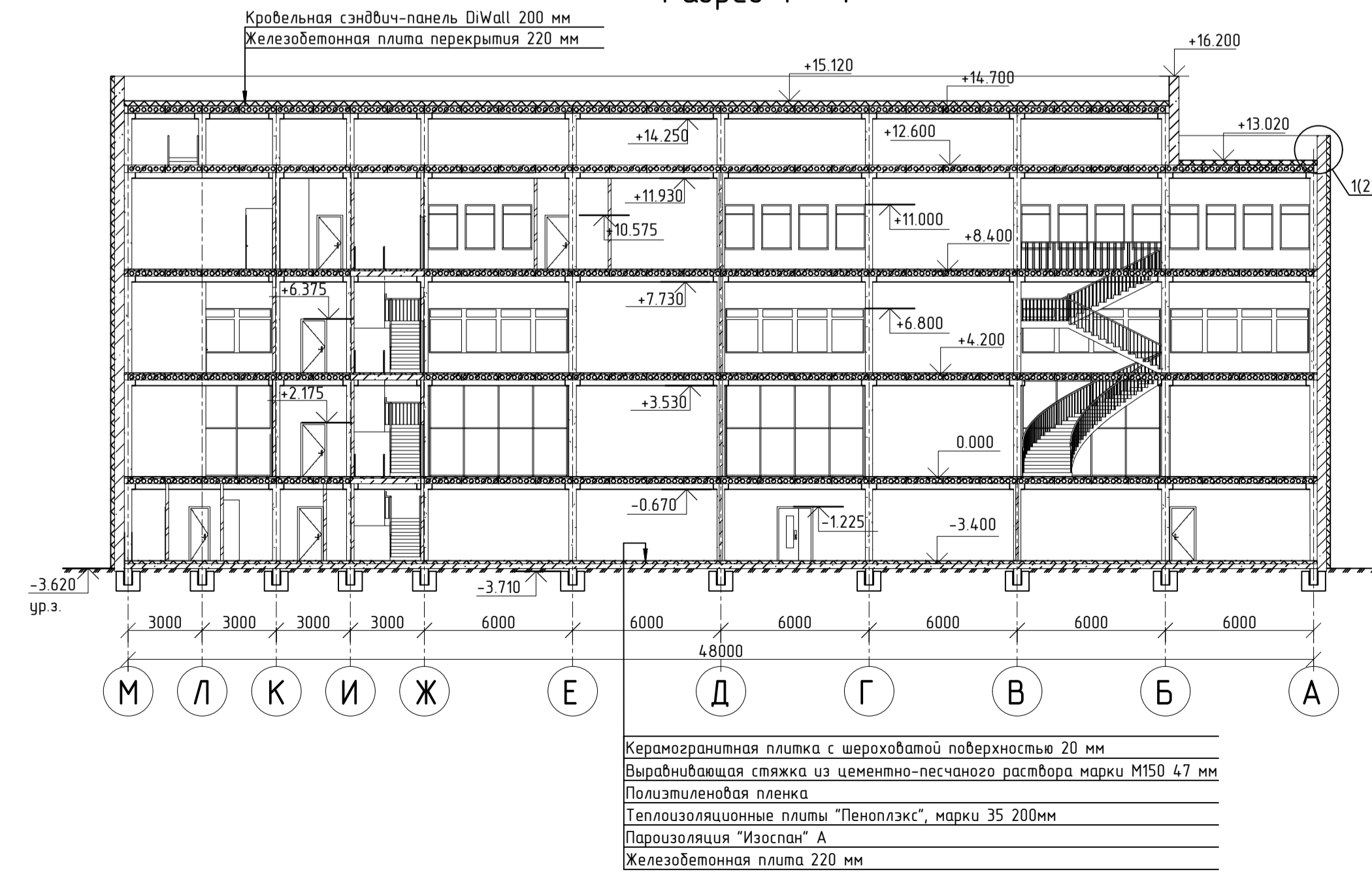
Экспликация помещений первого этажа

Номер помеще-ния	Наименование	Площадь, кв.м	Кол. пом.
1.01	Помещение свободного назначения	2037.41	
1.02	Санузел	19.22	
1.03	Лестничная клетка	17.21	
1.04	Лестничная клетка	19.42	

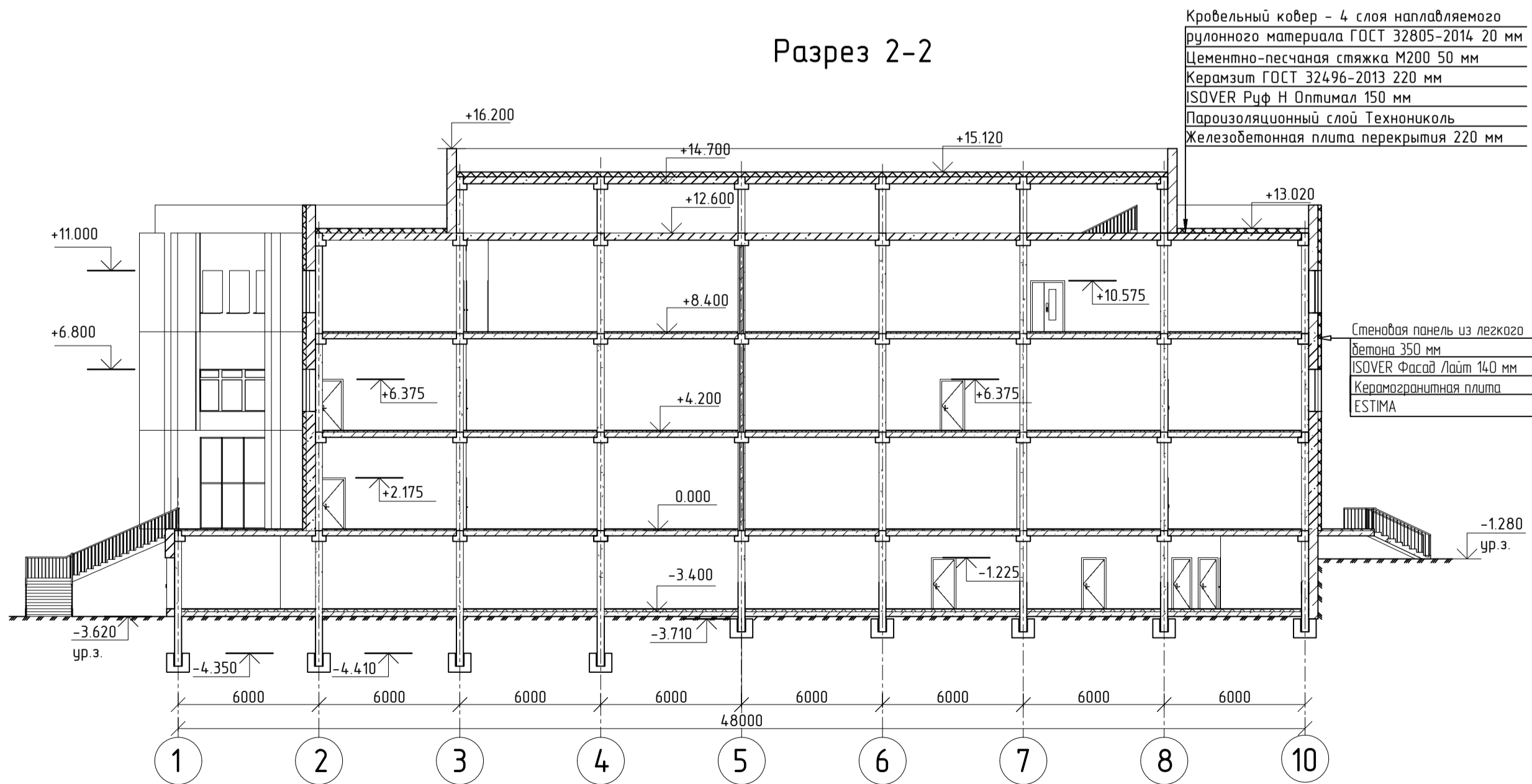
Экспликация помещений второго этажа

Номер помеще-ния	Наименование	Площадь, кв.м	Кол. пом.
2.1	Помещение свободного назначения	1971.46	
2.2	Лестничная клетка	19.42	
2.3	Лестничная клетка	17.01	
2.4	Санузел	19.06	
2.5	Клавишная	18.26	

Разрез 1 - 1



Разрез 2-2



Кровельный ковер - 4 слоя наплавленного рулонного материала ГОСТ 32805-2014 20 мм
 Цементно-песчаная стяжка М200 50 мм
 Керамзит ГОСТ 32496-2013 220 мм
 ISOVER Риф Н ОптимаЛ 150 мм
 Пароизоляционный слой Технониколь
 Железобетонная плита перекрытия 220 мм

Степная панель из легкого бетона 350 мм
 ISOVER Фасад Лайт 140 мм
 Керамогранитная плита ESTIMA

Керамогранитная плитка с шероховатой поверхностью 20 мм
 Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора марки М150 47 мм
 Полиэтиленовая пленка
 Теплоизоляционные плиты "Пеноплэкс", марки 35 200мм
 Пароизоляция "Изоспан" А
 Железобетонная плита 220 мм

Спецификация заполнения проемов первого этажа

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед.кз.	Примечание
Двери					
Д1	ГОСТ 30970-2014	ДВ ПВХ 21x9	2		
Д3	ГОСТ 30970-2014	ДВ ПВХ 21x13	1		
Окна					
ВН-1	ГОСТ 21519-2003	Вн 1800x6000	15		

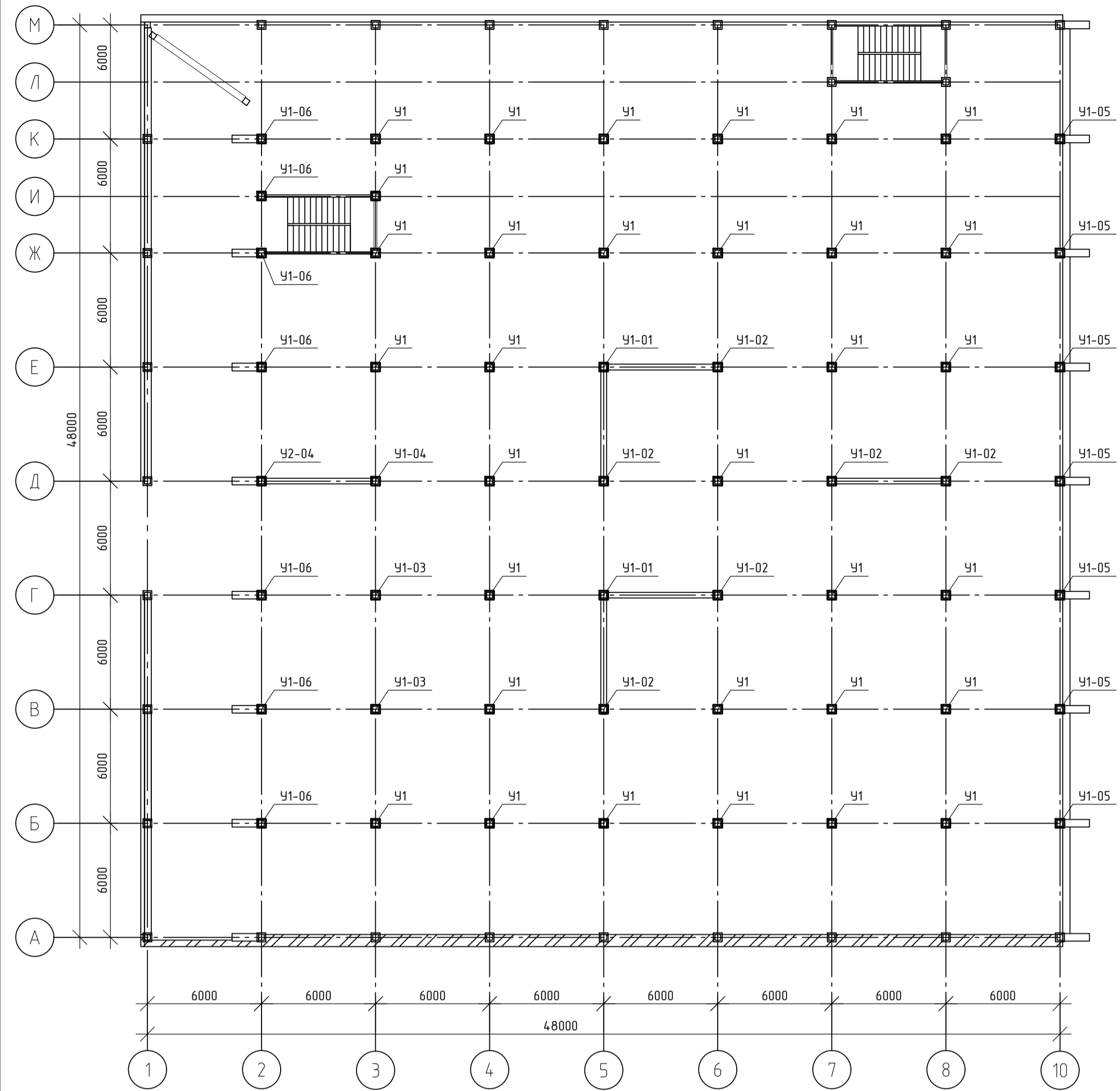
Спецификация заполнения проемов второго этажа

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед.кз.	Примечание
Двери					
Д1	ГОСТ 30970-2014	ДВ ПВХ 21x9	3		
Д3	ГОСТ 30970-2014	ДВ ПВХ 21x13	1		
Окна					
ОК-1	ГОСТ 24699-2002	ОБ 1800x5600	14		
ОК-3	ГОСТ 24699-2002	ОБ 1800x5250	1		

- Примечание:
 1. Лист 2 читать совместно с листом 1.
 2. Диафрагмы жесткости выполнены из сборных железобетонных панелей толщиной 140 мм.
 3. Ригели сборные железобетонные, уложены вдоль цифровых осей.
 4. Перегородки выполнены из кирпича.

БР - 08.03.01 АР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработ	Масквичкина НС				
Консульт	Казанкова ЕВ				
Руководит	Ирченко АА				
Н.контр.	Ирченко АА				
Заб.кафед	Дворядев СВ				
Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г. Красноярск				Стадия	Лист
План первого этажа, План второго этажа, Разрез 1-1, Разрез 2-2, Экспликация помещений, Спецификация заполнения проемов				2	
				Кафедра СКУС	

Схема расположения усиления колонн цокольного этажа



Усиление колонны U1 (опалубочный чертёж)

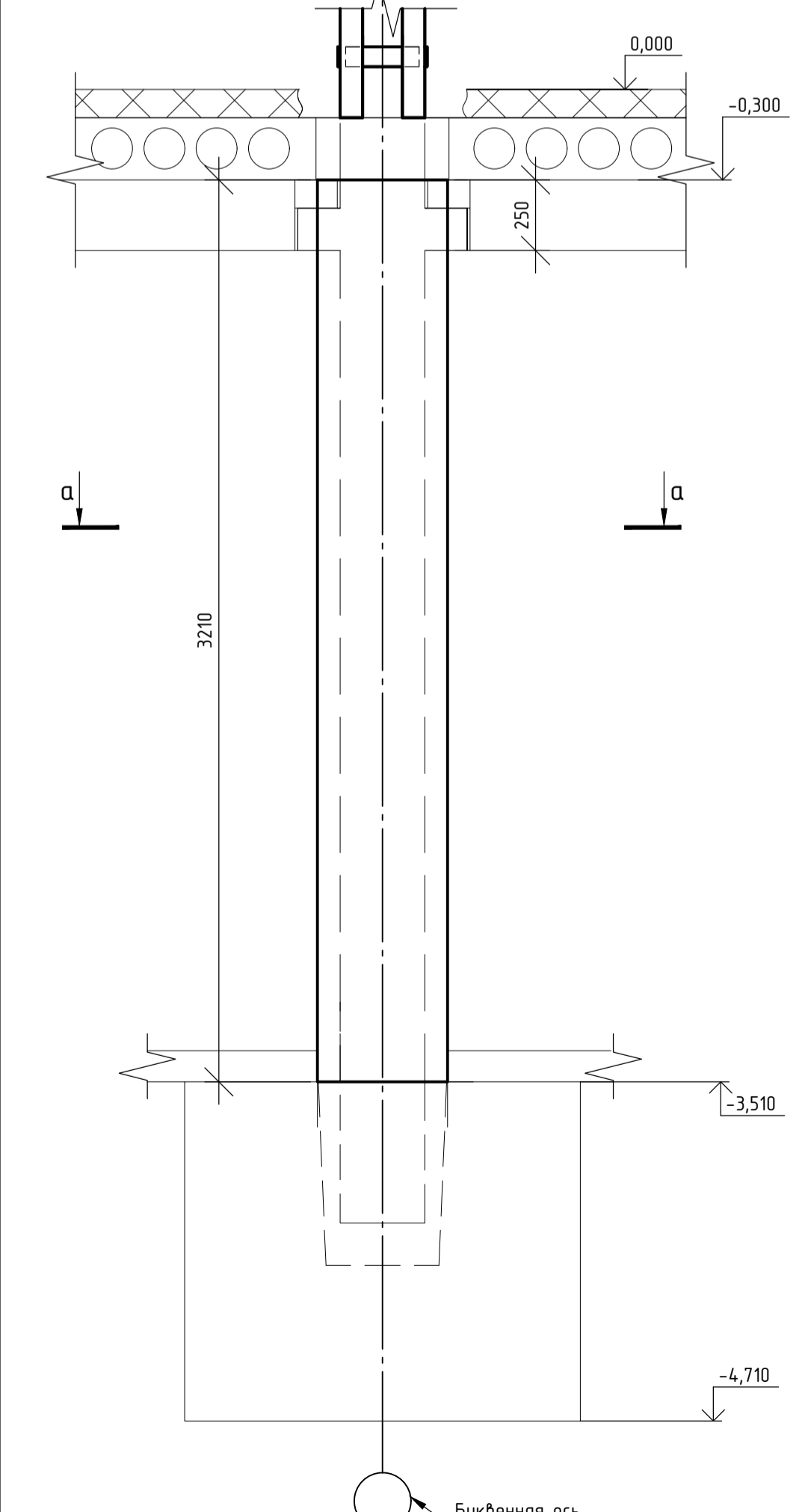
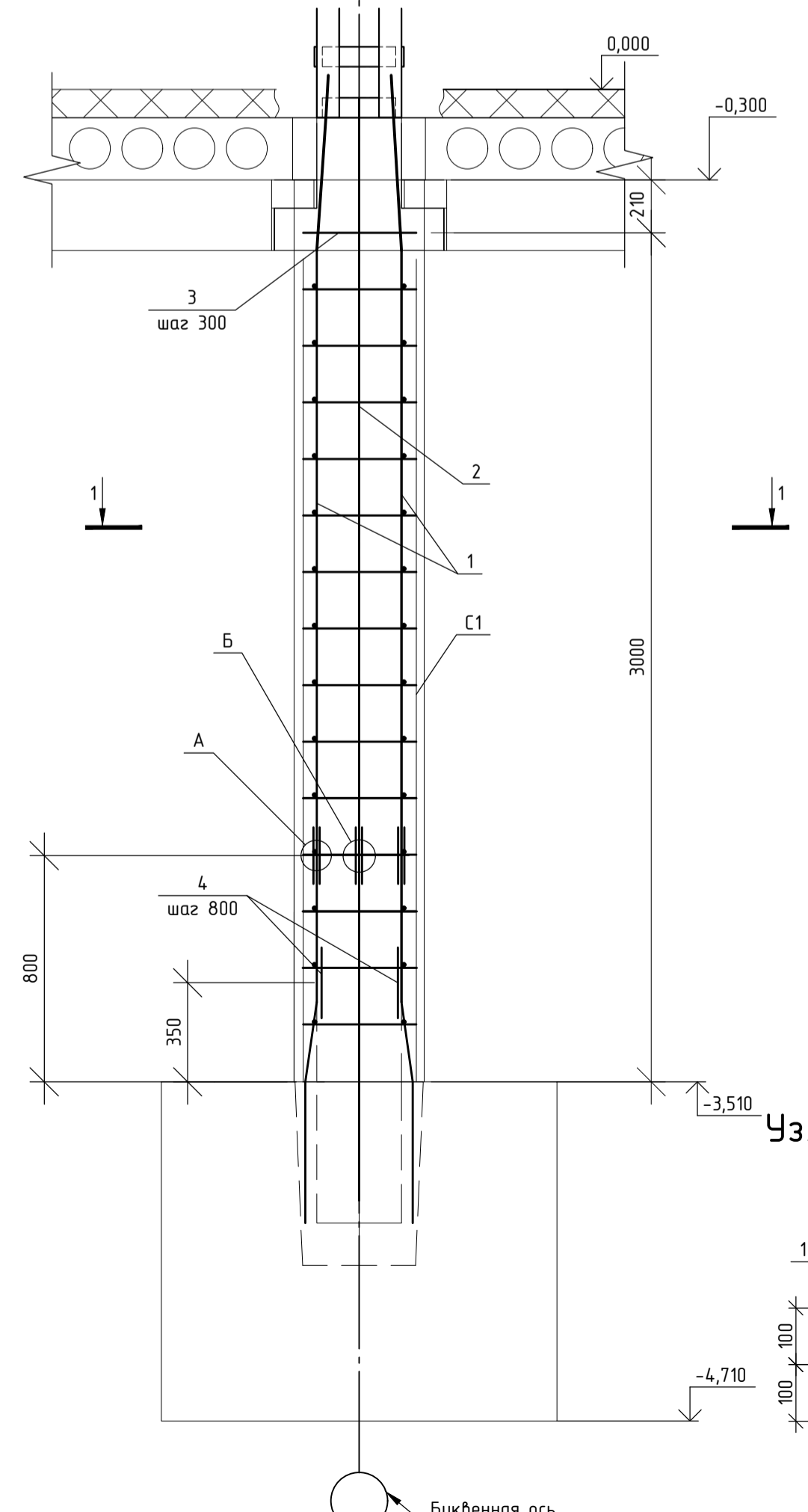


Схема армирования U1



Узлы соединения стержней

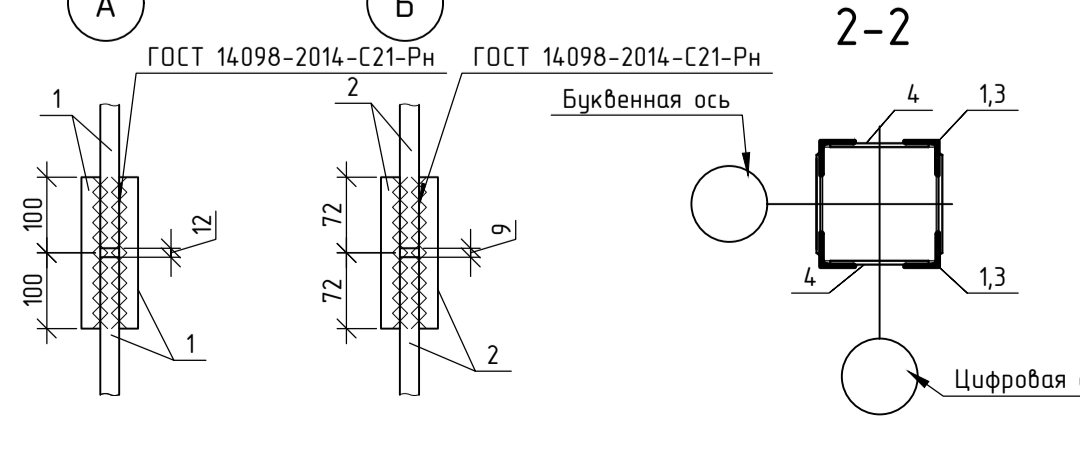
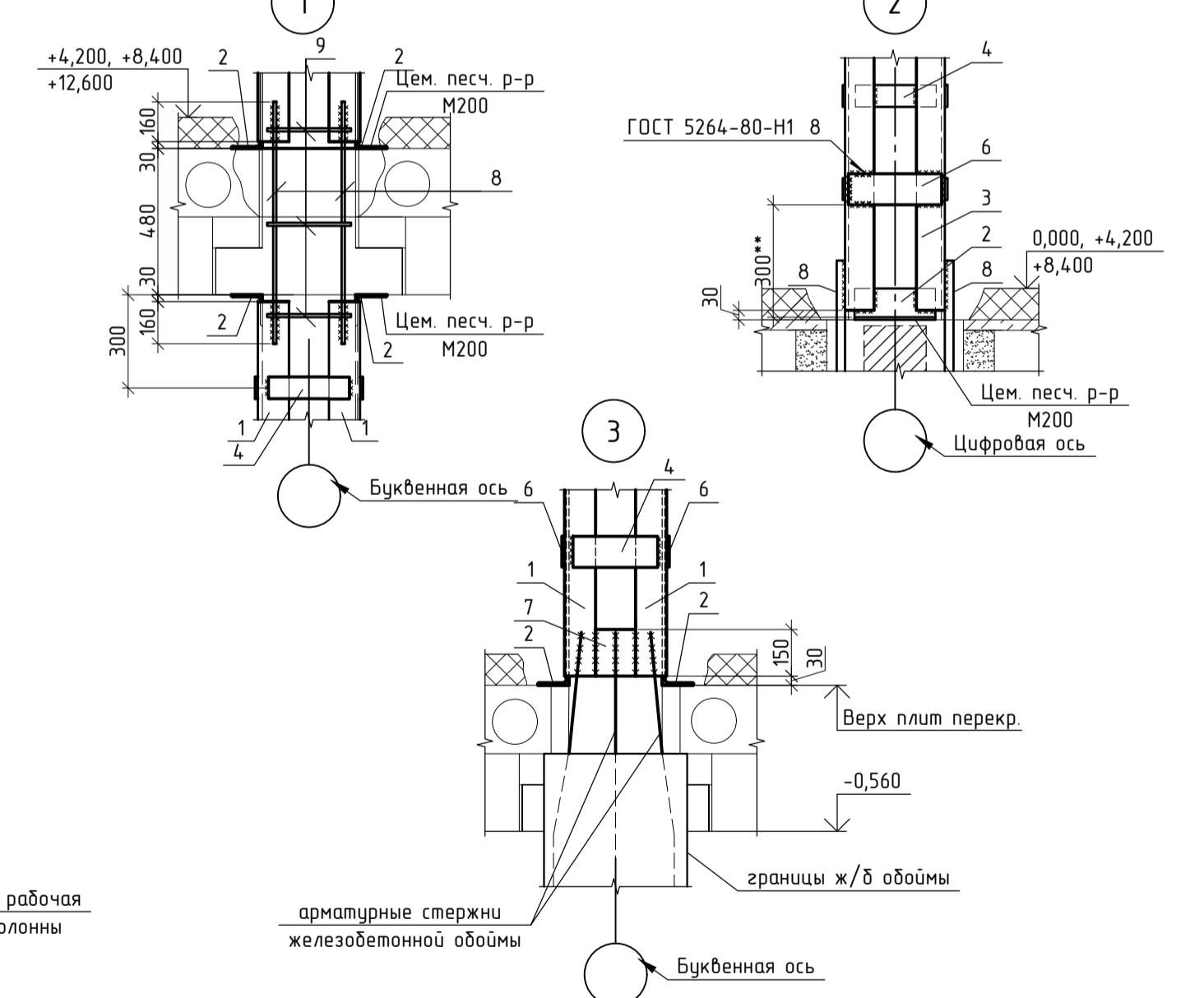
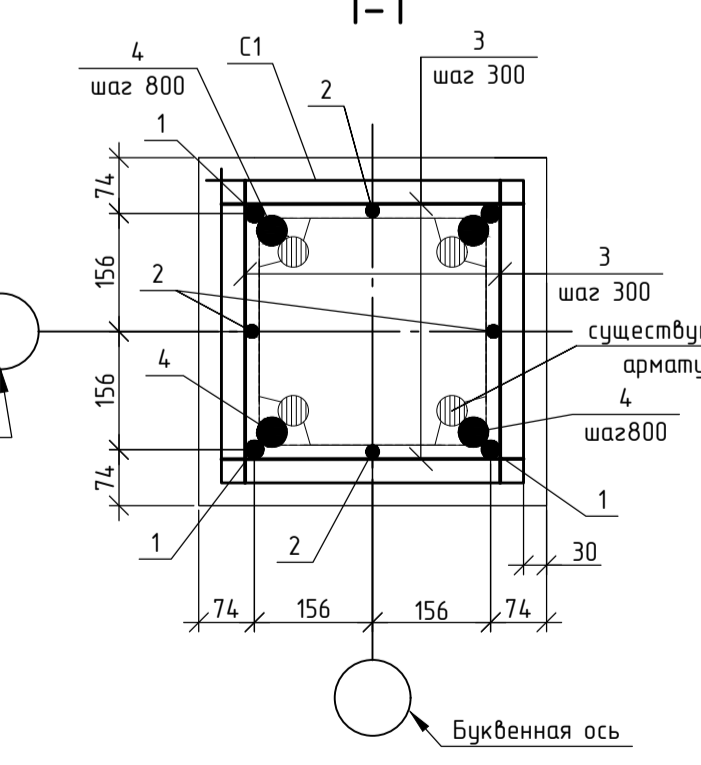
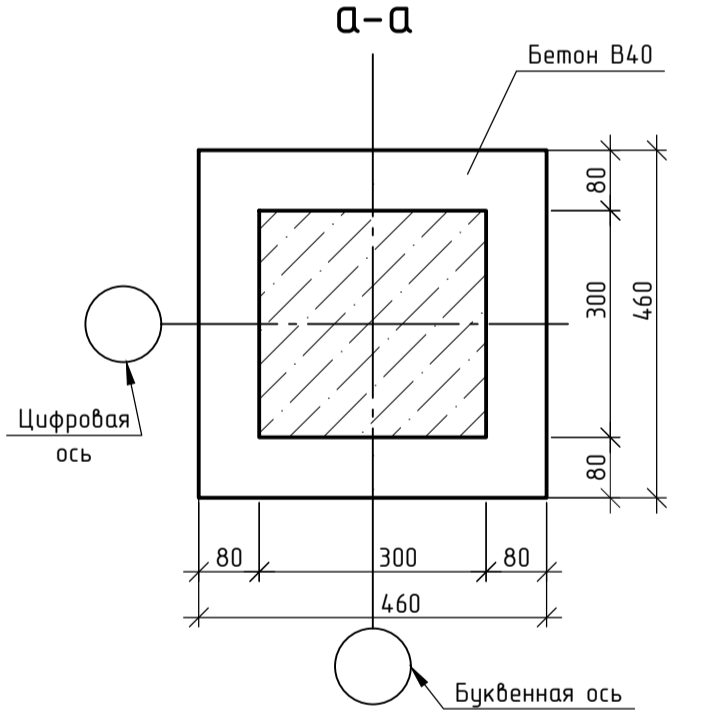
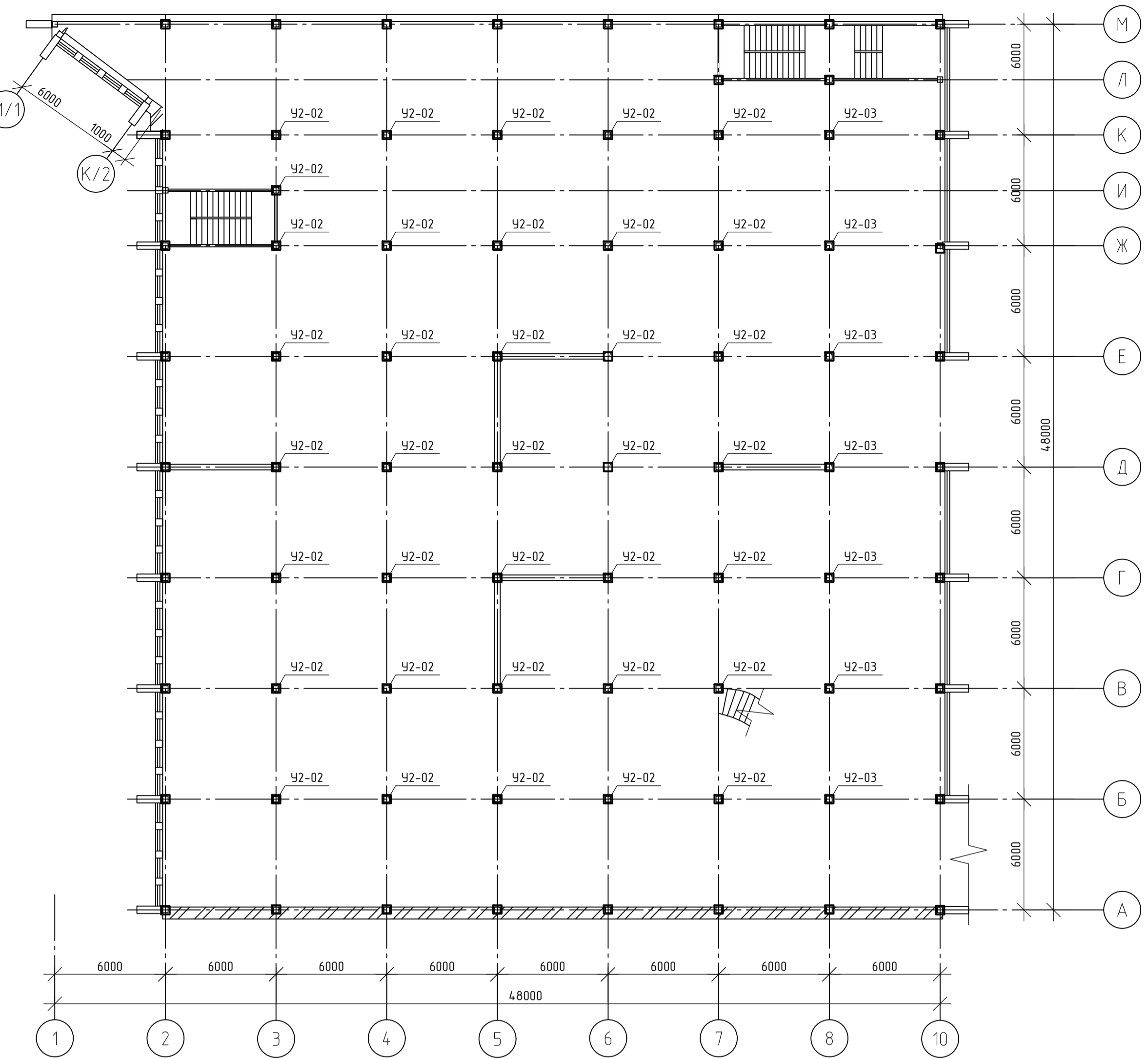


Схема расположения усиления колонн 1-20 - 3-20 этажей



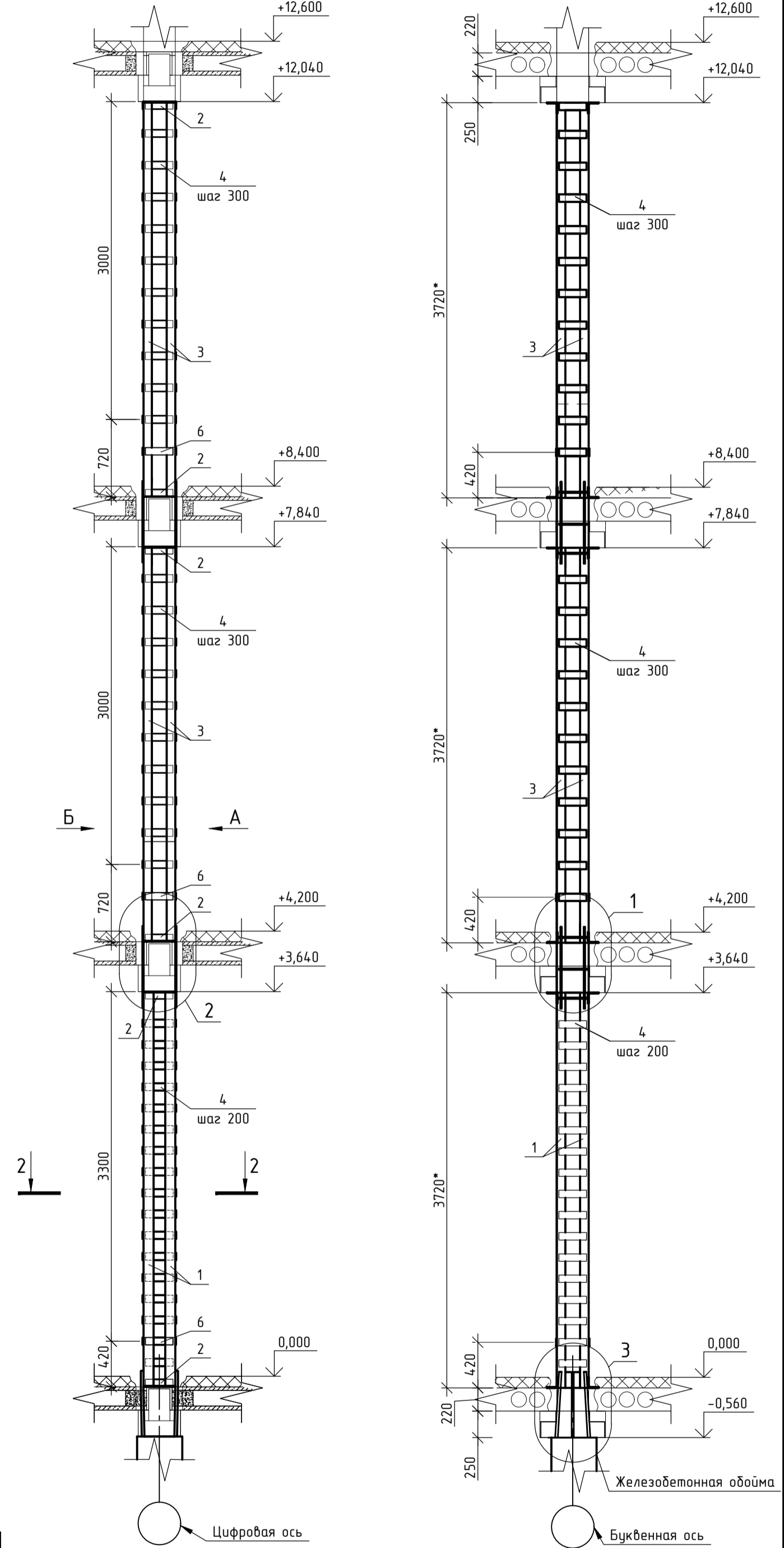
Спецификация на усиление колонны U2-02

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
<u>Детали</u>					
1	ГОСТ 8509-93	узлок 100x10, L=3660*	4	55,26	
2	ГОСТ 8509-93	узлок 100x10, L=260	12	3,93	
3	ГОСТ 8509-93	узлок 90x6, L=3660*	8	30,49	
4	ГОСТ 103-2006	полоса 8x70, L=260	150	1,14	
6	ГОСТ 103-2006	Упорная пластина полоса 10x100, L=300	6	2,36	
7	ГОСТ 103-2006	полоса 10x120, L=150	2	1,41	
8	ГОСТ 5781-82	φ28 AIII (A400), L=860	8	4,16	
9	ГОСТ 5781-82	φ12 AIII (A400), L=300	12	0,27	
<u>Материалы</u>					
		Цементно-песчаный раствор М200		0,03 м3	

Спецификация на усиление колонны U1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
<u>Сборочные единицы</u>					
C1	ГОСТ 23279-2012	Сетка 4с 580-1-100-165x290	1	15,0	
<u>Детали</u>					
1	ГОСТ 5781-82	φ25 AIII (A400), м.п.	18,6	3,85	
2	ГОСТ 5781-82	φ18 AIII (A400), м.п.	15,7	2,0	
3	ГОСТ 5781-82	φ10 AIII (A400), L=400	4,2	0,25	
4	ГОСТ 5781-82	φ40 AIII (A400), L=250	16	2,47	
<u>Материалы</u>					
		Бетон на мелк. заполнителе кл.В40, F50		0,4м3	
		Hit Hi-Re 500 (500ml)	2		капсулы

Усиление колонны U2-02 Вид А, вид Б



БР - 08.03.01 КР

ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет"
Инженерно-строительный институт

Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.	Москва	И.С.			
Консульт.	Юрченко	А.А.			
Руководит.	Юрченко	А.А.			
И.контр.	Юрченко	А.А.			
Зав.кафед.	Девяриев	С.В.			

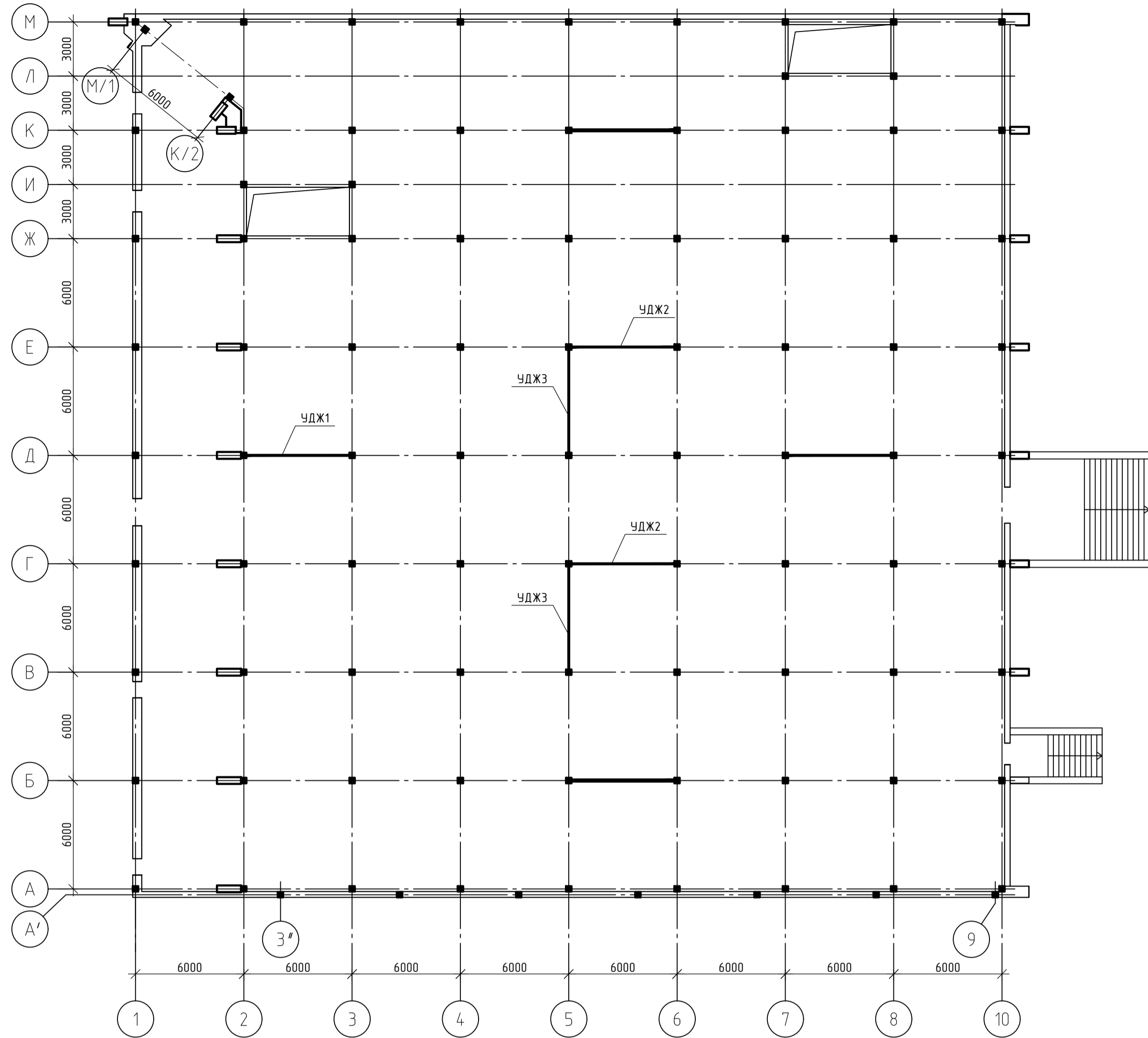
Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания поразобое дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г. Красноярск

Схема расположения усиления колонн цокольного этажа, 1-3 этажа, Усиление колонный U1, опалубочный чертёж, схема армирования, Усиление колонны U2-02

Сталь С245 ГОСТ 27772-2015 для поз 1-7

Кафедра СКУС

Схема расположения усиленных существующих диафрагм жесткости УДЖ1-УДЖ3 в уровне цокольного этажа (отм. -3,400м)



УДЖ1, УДЖ2. Схема усиления

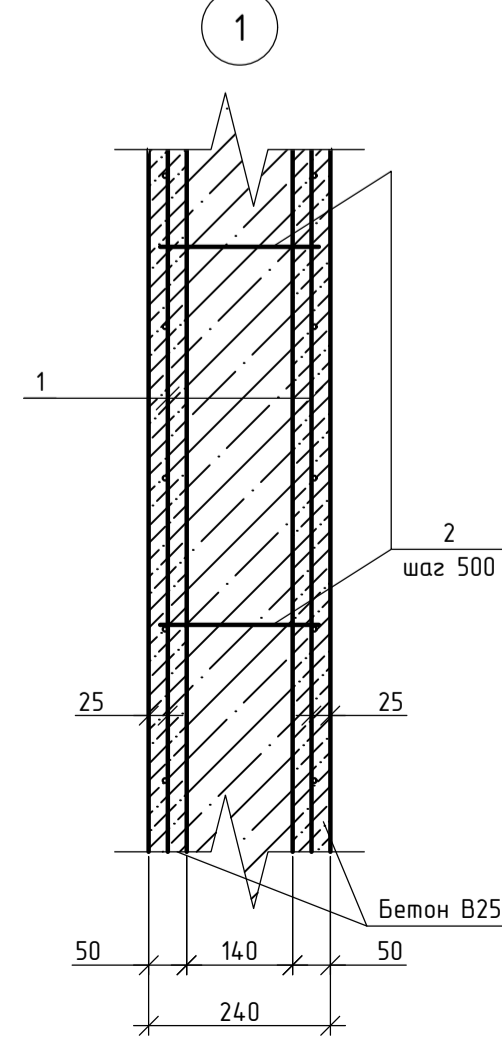
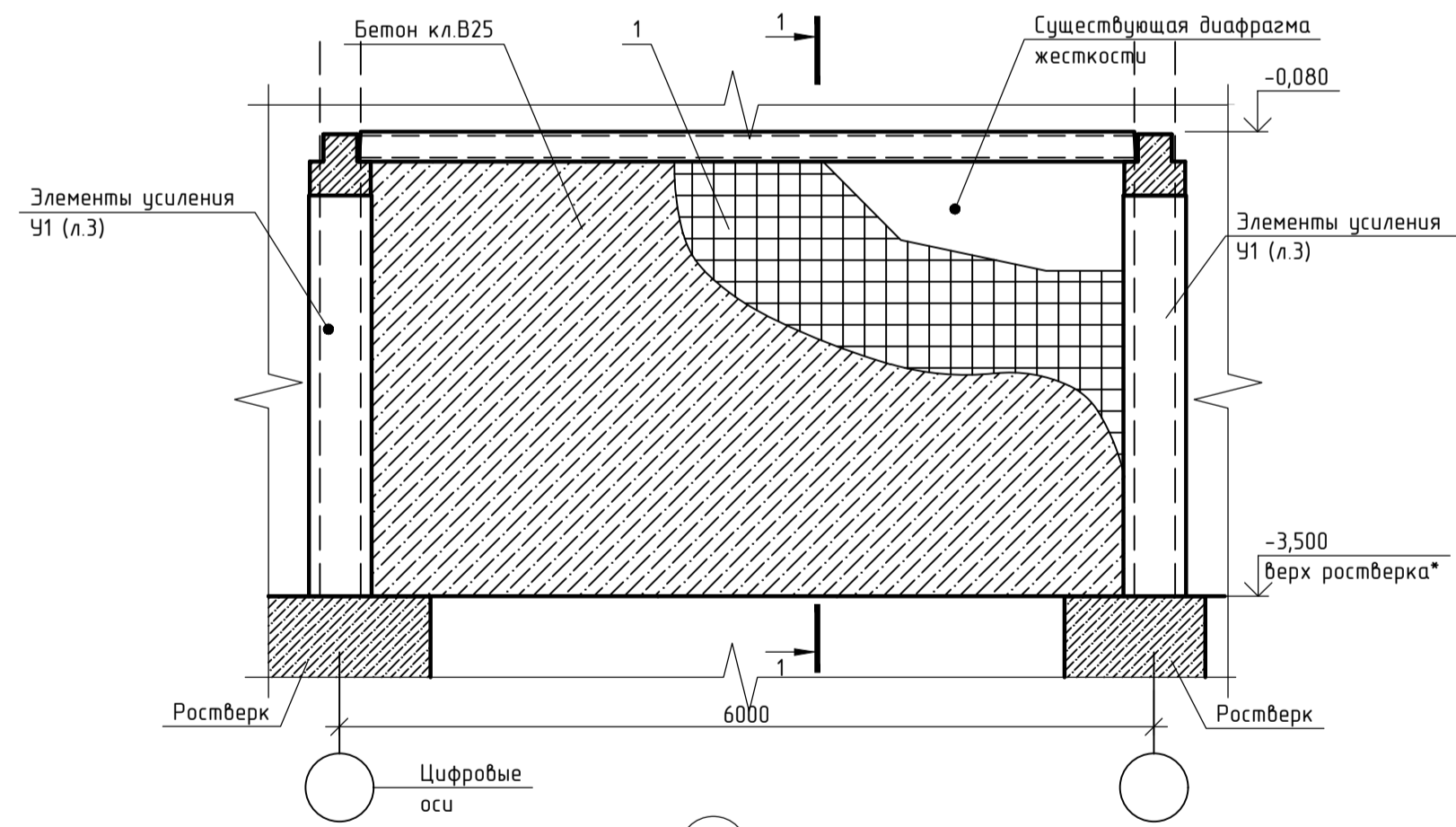
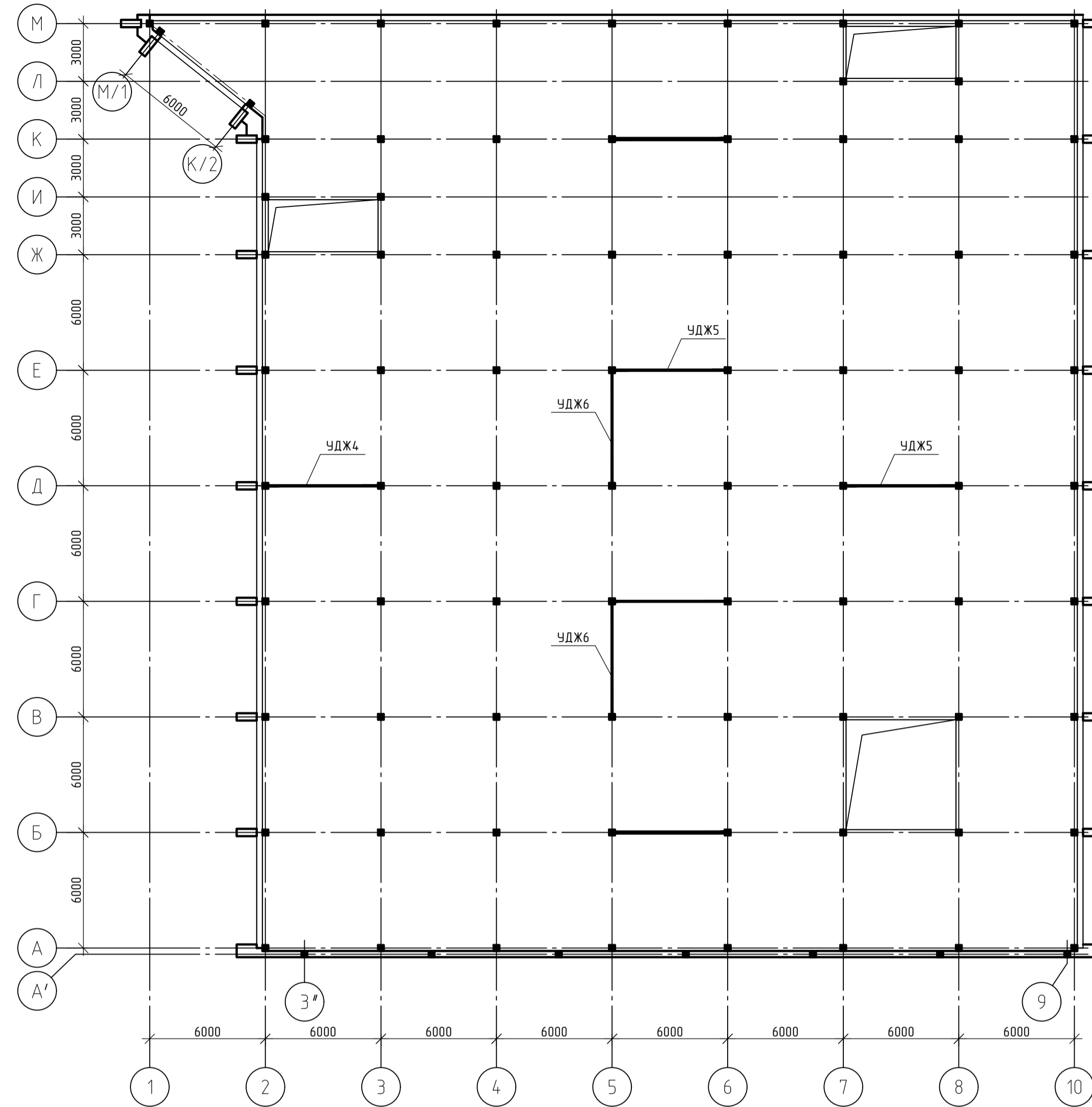
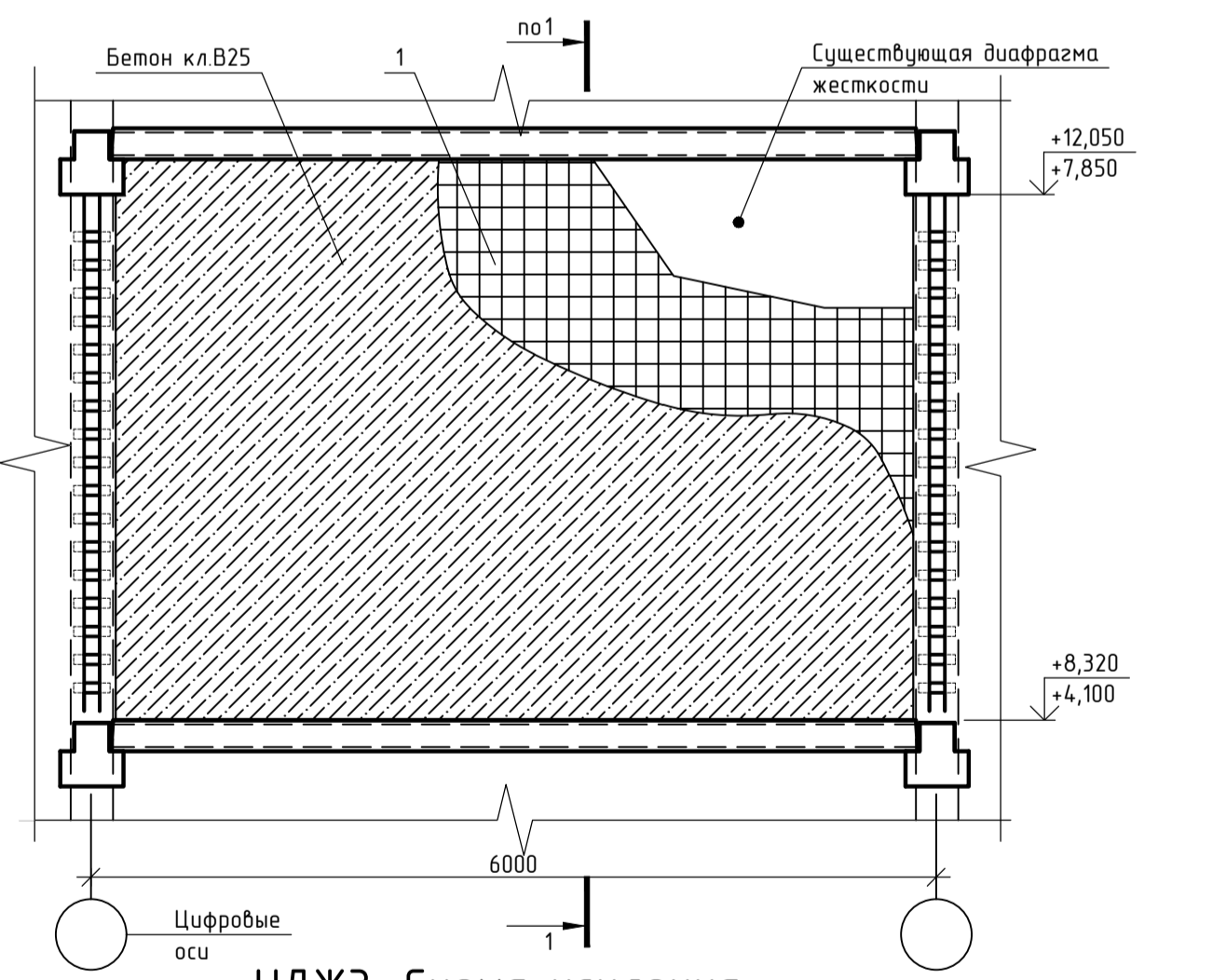


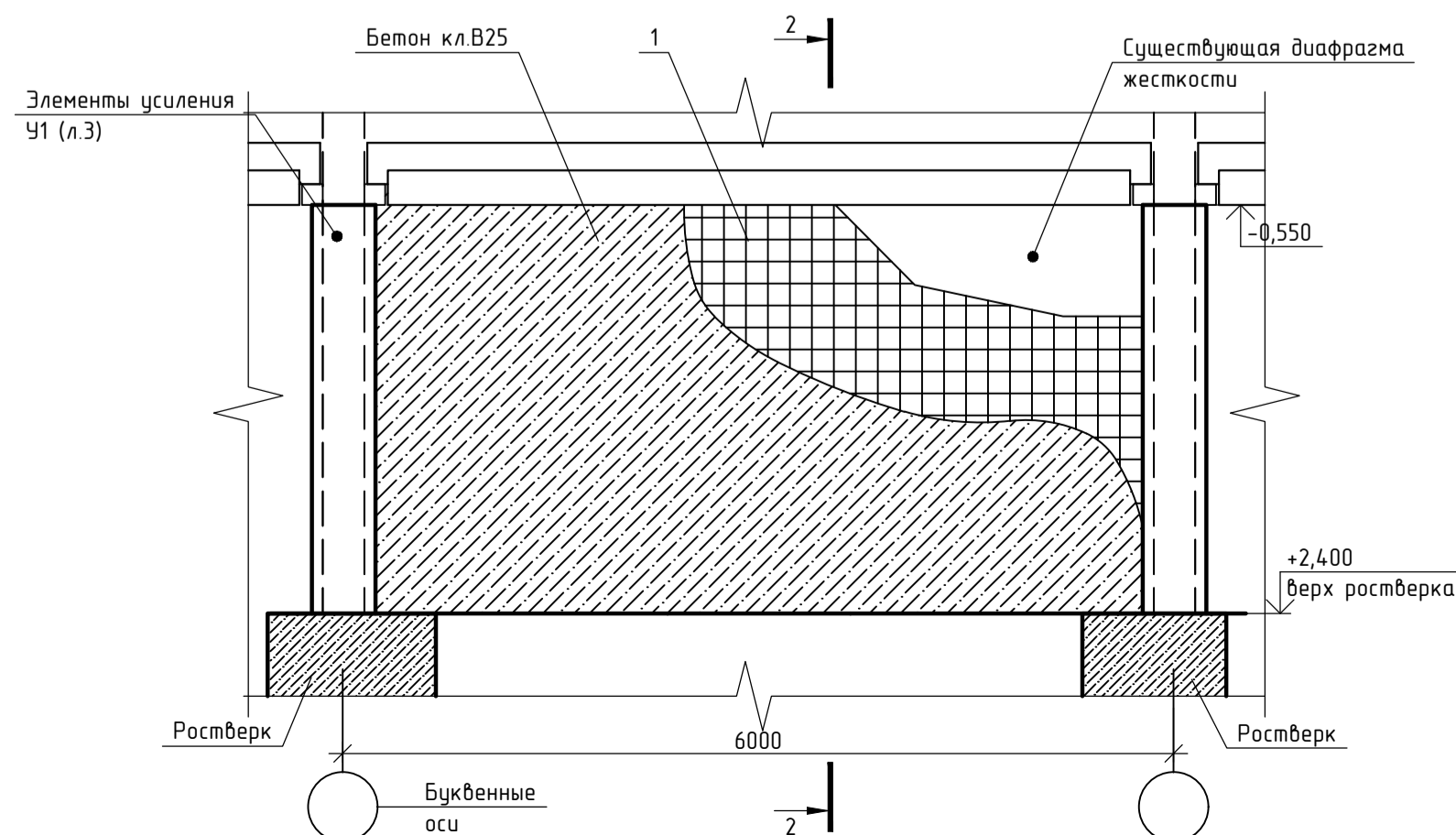
Схема расположения усиленных существующих диафрагм жесткости УДЖ4-УДЖ6 в уровне 2-го этажа (отм. +4,120м)



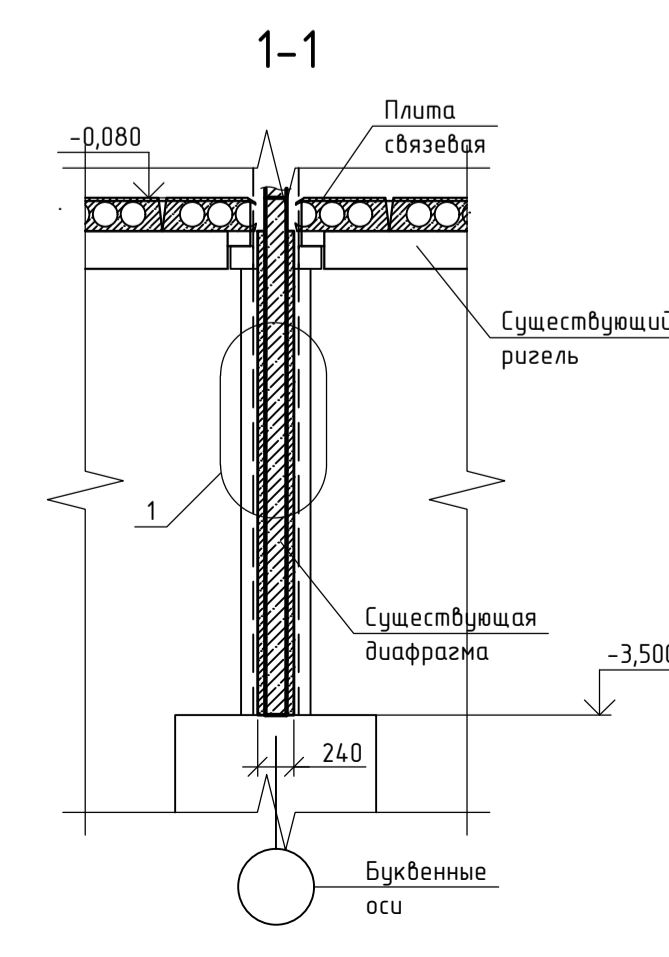
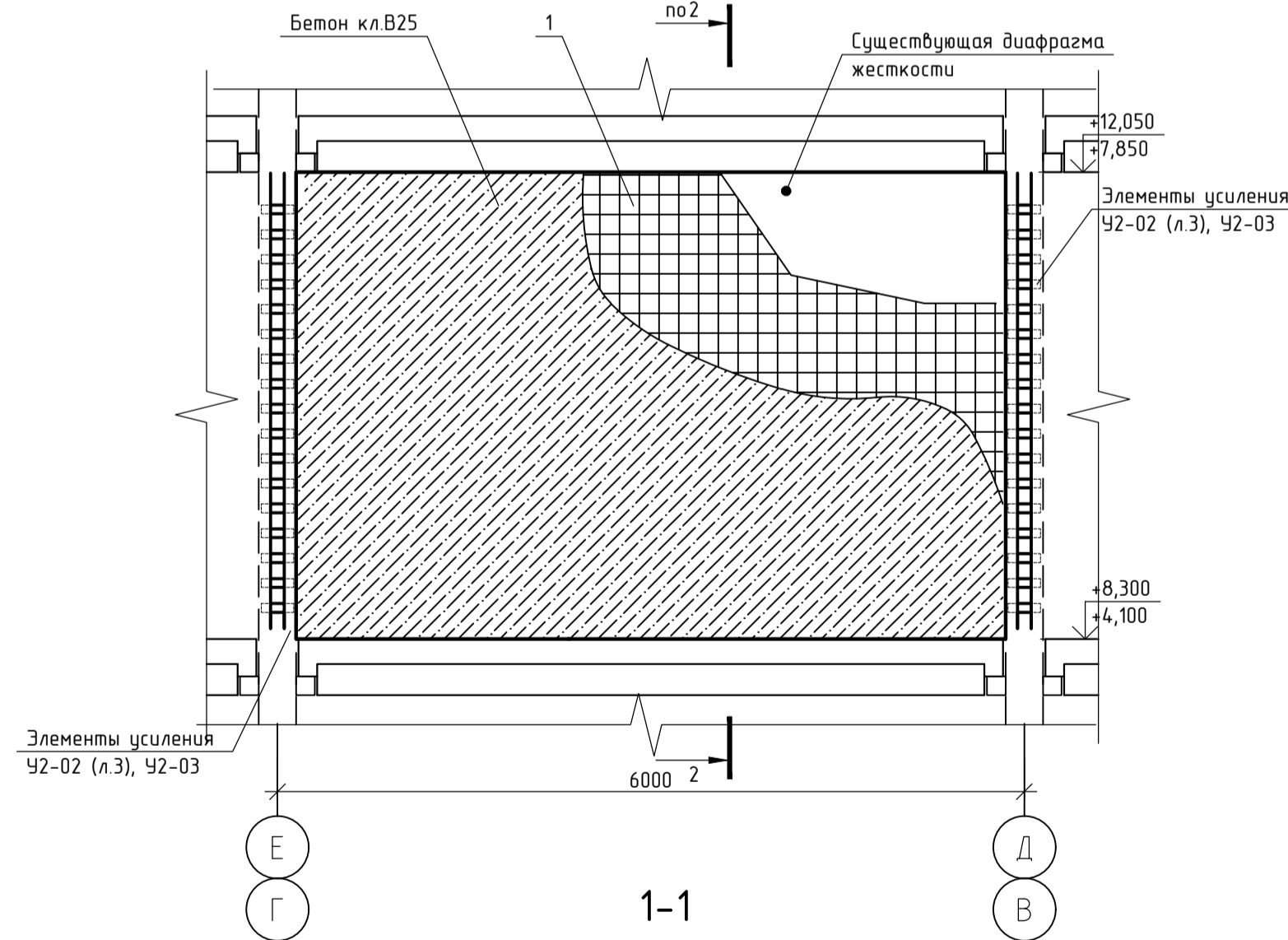
УДЖ4, УДЖ5. Схема усиления



УДЖ3. Схема усиления



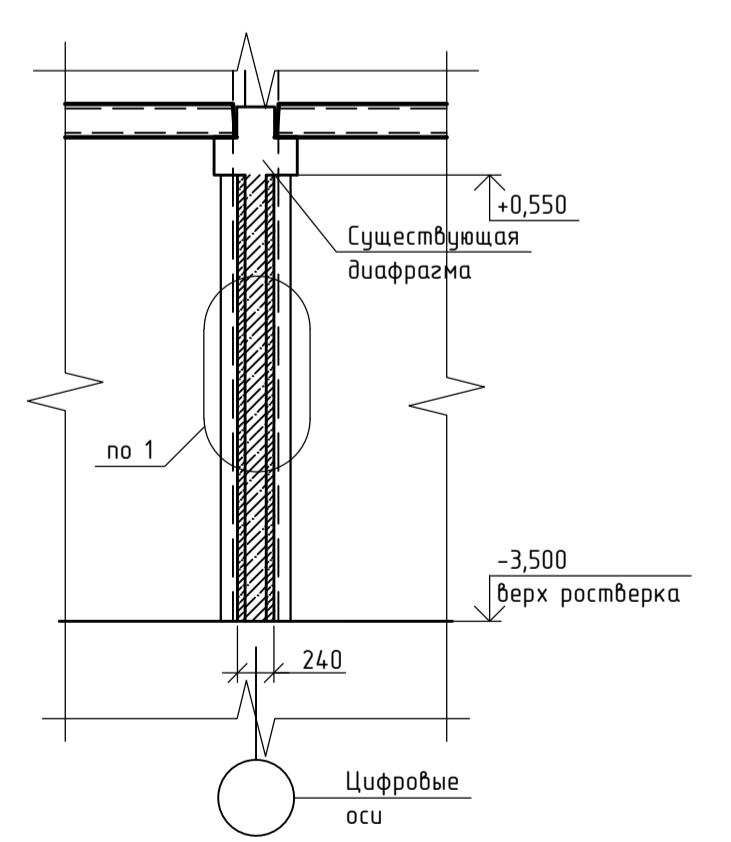
УДЖ6. Схема усиления



Спецификация элементов усиления УДЖ1-УДЖ6

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Масса ед, кг	Примечание
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ1			
		Сварочные единицы			
2		2С $\frac{2 \times 111 (A400) \times 200 \times 300 \times 550}{50}$	2	132,8	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	71	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ2			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 300 \times 550}{50}$	2	51,2	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	71	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ3			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 290 \times 550}{50}$	2	68,9	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	66	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ4			
		Сварочные единицы			
2		2С $\frac{2 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	123,7	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ5			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	46,6	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	85	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 370 \times 560}{50}$	2	46,6	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	85	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			
1	ГОСТ 23279-2012	УДЖ6			
		Сварочные единицы			
2		4С $\frac{4 \times 111 (A400) \times 200 \times 390 \times 560}{50}$	2	68,4	
		Детали			
2		φ8 АIII (А400) ГОСТ 5781-82*, L=210	89	0,08	
		Материалы			

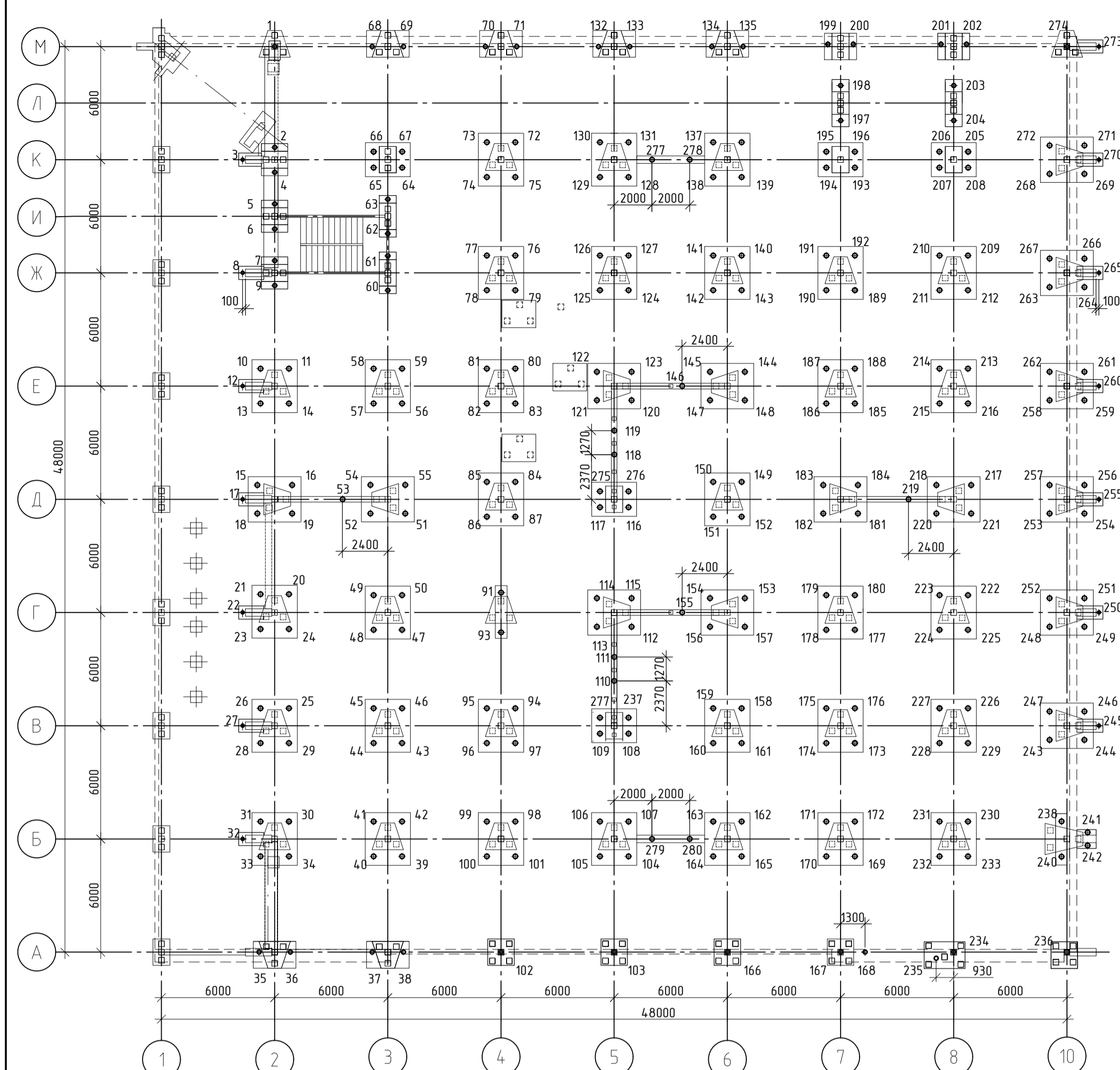
2-2



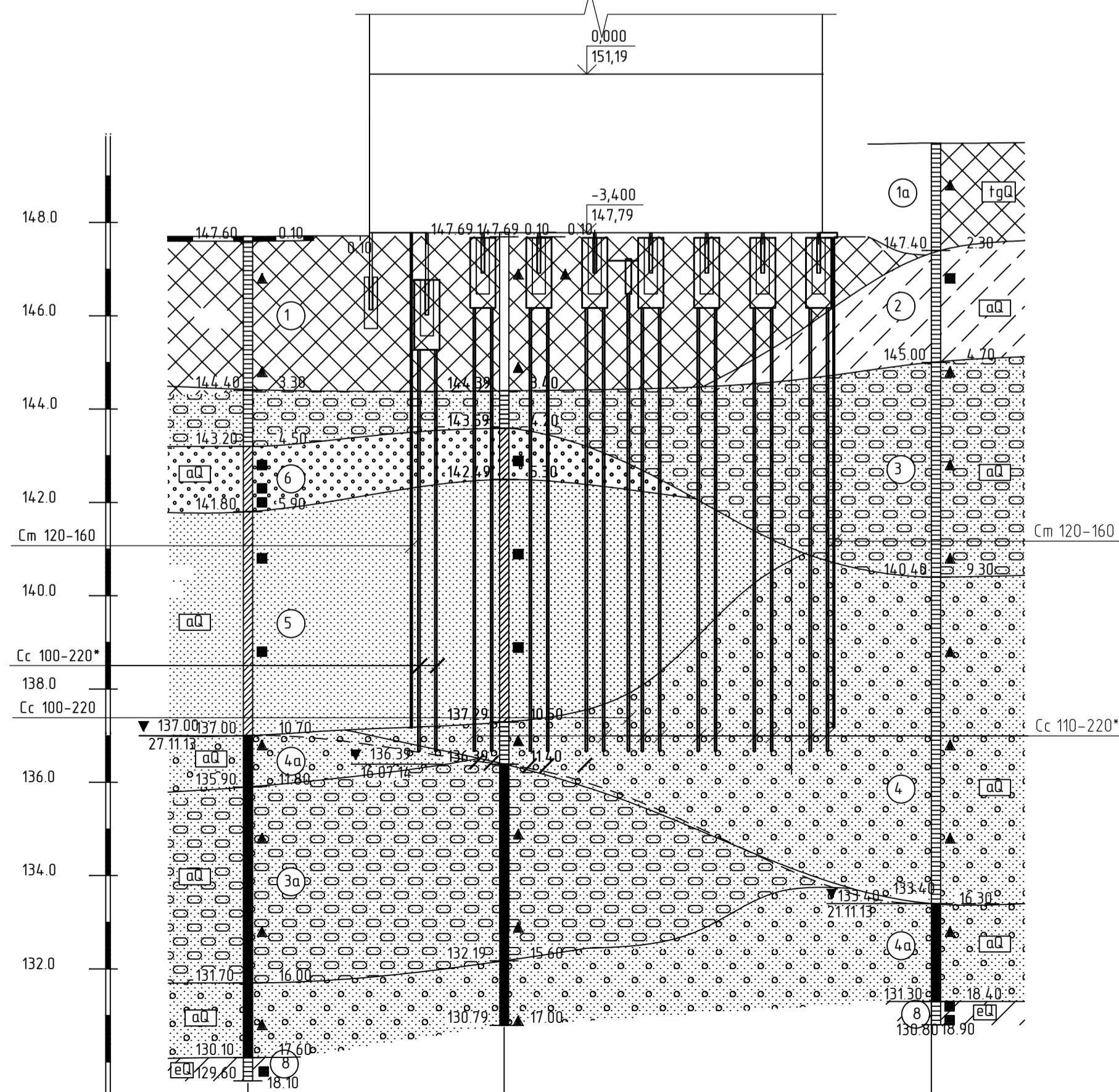
- Примечание:
 1. Лист 4 читать совместно с листом 3.
 2. В существующих усиливаемых диафрагмах просверлить отверстия φ10 мм с шагом 500 мм с расположением в шахматном порядке.
 3. Арматурные сетки поз 1 закрепить при помощи сварки к элементам поз 2, установленным в отверстия.

БР - 08.03.01 КР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.	Консульт.	Рисовал.	Проверил.	Инженер	Дата
Юрченко А.А.	Юрченко А.А.	Юрченко А.А.	Юрченко А.А.	Юрченко А.А.	Юрченко А.А.
Схемы расположения усиления существующих диафрагм жесткости на отм. -3,400 м и на отм. +4,120 м, УДЖ1-УДЖ6, схемы усиления, разрезы 1-1, 2-2, узел 1					4
Кафедра СКУС					

Схема расположения свай

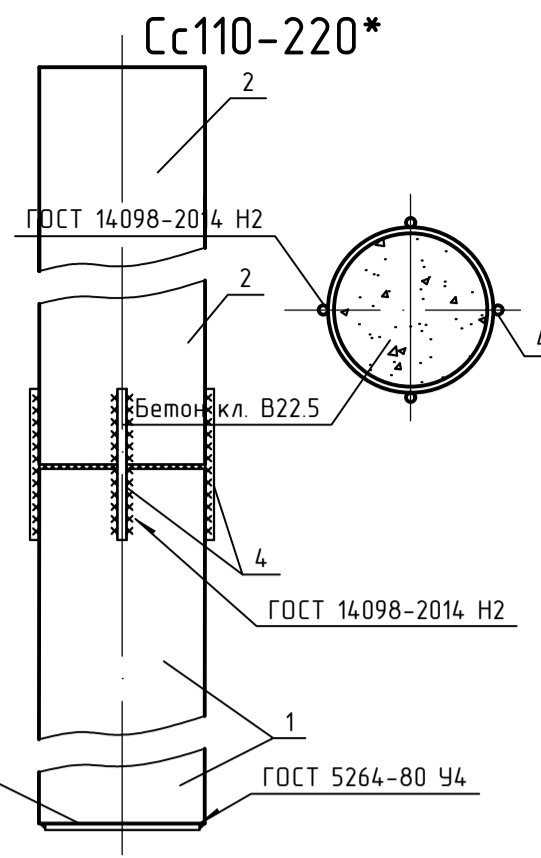


Инженерно-геологический разрез 1-1

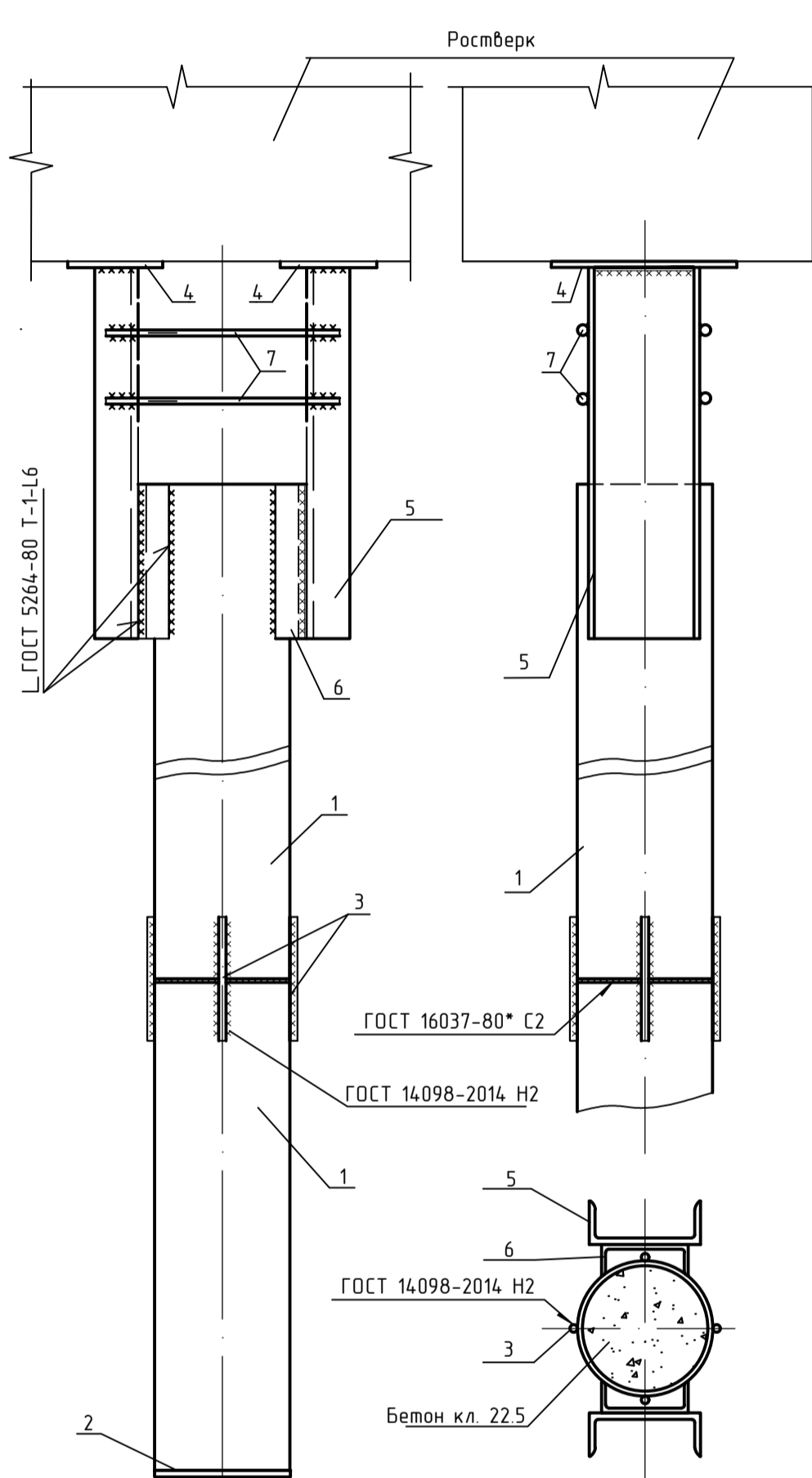


Масштабы:	гориз 1:500	верт. 1:100
Номер оси	10 11 12 13 14 15 16 17 19	
Номер скважины	Скв 13163	Скв 13164
Отметка устья, м	14.7 70	14.7 79
Глубина, м	18.10	17.00
Расстояние, м		27.50 4.6 00
Дата проходки	27.11.13-27.11.13	16.07.14-16.07.14
		21.11.13-21.11.13

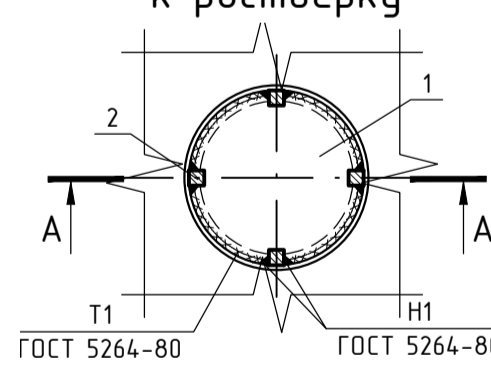
Свая составная Сс100-220*



Свая составная Сс90-220, Сс100-220, Сс110-220



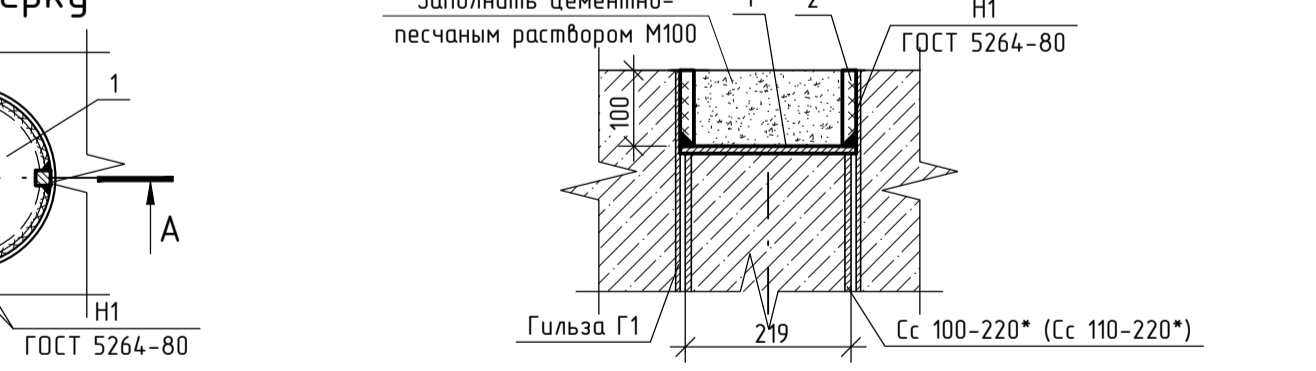
Узел крепления свай (Сс 100-220*, Сс 110-220*) к ростверку



Спецификация элементов Сс120-160

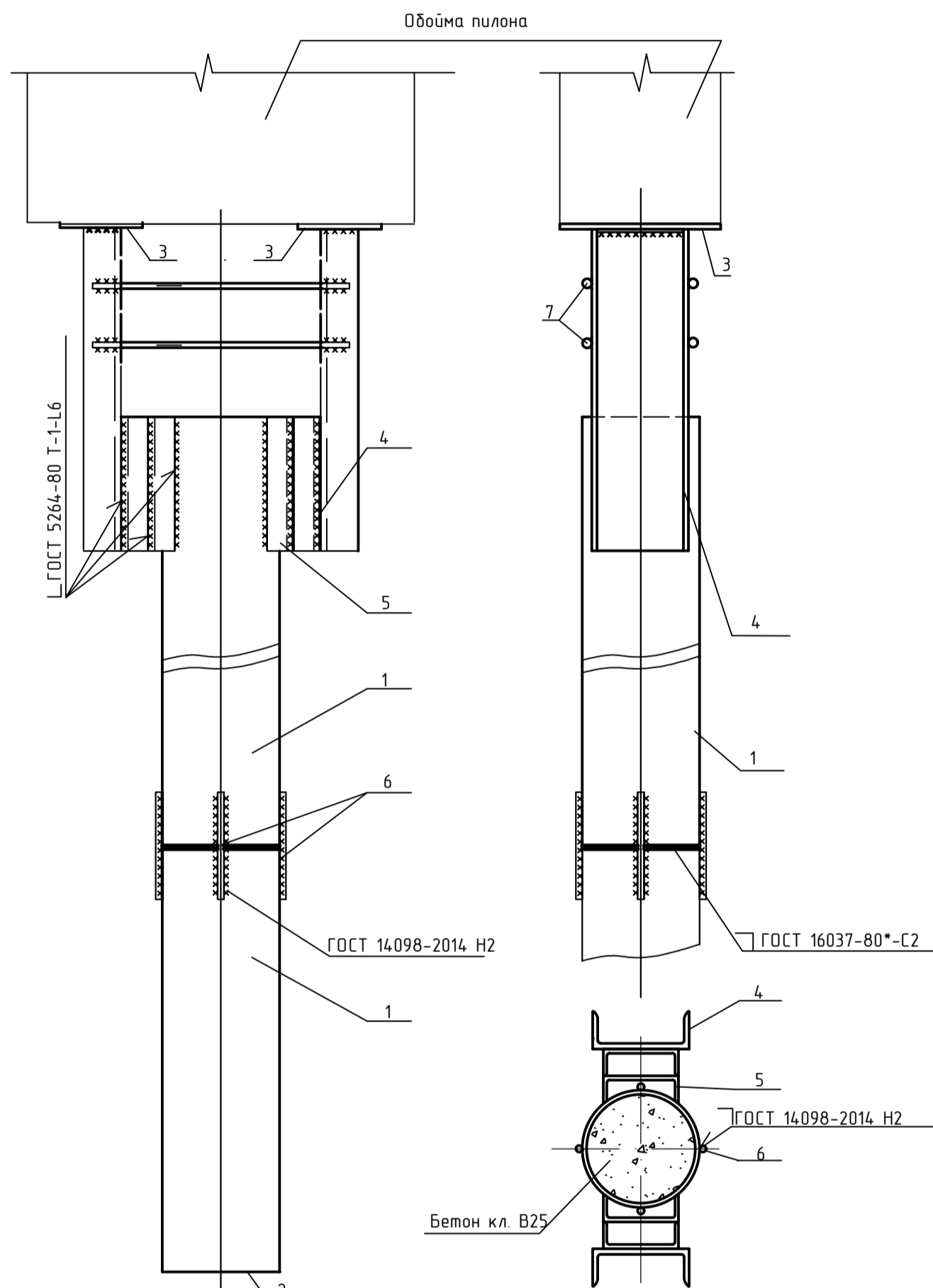
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1	ГОСТ 8732-78	Секция трубы-оболочки Тр. 159x8, l=1000	12	29.79	
2	ГОСТ 19903-2015	Заглушка 160x160	1	2.0	
6	ГОСТ 5781-82	Накладка ф 16АІ(A240), l=200	44	0.32	
3	ГОСТ 19903-2015	Упорная пластина 200x300	2	4.72	
4	ГОСТ 8240-97	Стойка [16П], l=600	2	8.53	
5	ГОСТ 8240-97	Консоль [12П], l=250	4	2.61	
7	ГОСТ 5781-82	ф 16АІ(A240), l=550	4	0.87	
		Материалы			
		Бетон кл. В25 F100 W6	0.22	м3	

Свая составная Сс120-160



Условное обознач.	№№ ИГЭ	Наименование грунтов
1		Насыпной грунт в виде смеси гальки, грабя, песка, суглинка и строительного мусора (обломки кирпичей, бетона)
1a		Насыпной грунт в виде суглинка твердого с примесью строительного мусора (обломки кирпичей, бетона)
2		Супесь желто-серого цвета, твердая, славожелезненная
3		Галечниковый грунт с песчаным заполнителем 12.5-39.1%, мелким, малой степени водонасыщения
3a		Галечниковый грунт с песчаным заполнителем 4.5-13.5%, мелким, водонасыщенный
4		Гравийный грунт с песчаным заполнителем 36.7-49.8%, мелким, малой степени водонасыщения
4a		Гравийный грунт с песчаным заполнителем 32.6-40.6%, мелким, водонасыщенный
5		Песок мелкий, желто-серого цвета, рыхлый, средней степени водонасыщения
6		Песок гравелистый, желто-серого цвета, рыхлый, средней степени водонасыщения
8		Суглинок серого цвета, твердый, элювиальный, продукт выветривания мергелей

Свая составная Сс120-160



Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделя арматурные		Изделя закладные										
	Арматура класса		Прокат марки										Всего
	АІ		С 245										
	Ш16	Итого	ГОСТ 19903-2015		ГОСТ 8240-97		ГОСТ 8732-78						
Сс90-220	12.76	12.76	12.76	13.24	13.24	19.56	7.1	26.66	374.67			374.67	
Сс100-220	14.04	14.04	14.04	13.24	13.24	19.56	7.1	26.66	4.16.3			4.16.3	456.2
Сс110-220	15.32	15.32	15.32	13.24	13.24	19.56	7.1	26.66	457.93			457.93	497.83
Сс100-220*	10.24	10.24	10.24	3.43	3.43				252.16	103.08		355.24	358.67
Сс110-220*	11.52	11.52	11.52	3.43	3.43				283.68	103.08		386.76	390.19
Сс120-160	17.56	17.56	17.56	11.44	11.44	17.06	10.44	27.5			357.48	357.48	396.42

Спецификация элементов Сс90-220, Сс100-220, Сс110-220

Поз.	Наименование	Сс90-220	Сс100-220	Сс110-220	Масса ед., кг	Примечание
Детали						
1	Секция трубы-оболочки Тр. 219x8, ГОСТ 8732-78, l=1000	9	10	11	4.1,63	
2	Заглушка Лист 10 ГОСТ 19903-2015, ф 220мм	1	1	1	3,8	
3	Накладка ф 16АІ (A240), ГОСТ 5781-82, l=200	32	36	40	0,32	
Опорные детали						
4	Упорная пластина Лист 10 ГОСТ 19903-2015, 200x300	2	2	2	4,72	
5	Стойка [18П], ГОСТ 8240-97, l=600	2	2	2	9,78	
6	Консоль [16П], ГОСТ 8240-97, l=250	2	2	2	3,55	
7	ф 16АІ(A240), ГОСТ 5781-82, l=400	4	4	4	0,63	
Материалы						
	Бетон кл. В22.5 F100 W6	0.34	0.38	0.42	м3	

Спецификация элементов Сс100-220*, Сс110-220*

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
Сс100-220*					
Детали					
1	ГОСТ 8732-78	Секция трубы-оболочки Тр. 219x10, l=2000	1	103.08	
2	ГОСТ 8732-78	Секция трубы-оболочки Тр. 219x6, l=1000	8	31.52	
3	ГОСТ 19903-2015	Заглушка ф 209мм	1	3.43	
4	ГОСТ 5781-82	Накладка ф 16АІ(A240), l=200	32	0.32	
Материалы					
		Бетон кл. В22.5 F100 W6	0.18	м3	
Сс110-220*					
Детали					
1	ГОСТ 8732-78	Секция трубы-оболочки Тр. 219x10, l=2000	1	103.08	
2	ГОСТ 8732-78	Секция трубы-оболочки Тр. 219x6, l=1000	9	31.52	
3	ГОСТ 19903-2015	Заглушка ф 209мм	1	3.43	
4	ГОСТ 5781-82	Накладка ф 16АІ(A240), l=200	36	0.32	
Материалы					
		Бетон кл. В22.5 F100 W6	0.22	м3	

Ведомость деталей узла крепления

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1	ГОСТ 19903-2015	Лист 10x232, L=232	1	4.23	
2	ГОСТ 2591-2006	Квадрат 20x20, L=100	4	0.314	

- Примечание:
 1. Перед забиванием свай под ростверками Рн-3, Рн-5, Рн-6, Рн-8, Рн-9 в местах установки свай разобать бетонную подготовку (0,6x0,5x0,1 м/0,87 м³, 33шт).
 2. При забивании свай № 1, 53, 88-90, 102, 103, 111, 118, 119, 146, 155, 166-168, 219, 234-236, 274 под существующие ростверки и фундаментные балки установить инвентарные стальные пластины 10x300x300 мм по ГОСТ 19903-2015.
 3. Для свай под ростверками Рн-3, Рн-5, Рн-6, Рн-8, Рн-9 предварительно выполнить проходку горизонтальных штолен (58 м³).
 4. Забивание многосекционных свай производится отдельными секциями при помощи домкратов ДГ-100.
 5. Забивание свай Сс100-220* и Сс110-220* осуществляется через верх ростверка попарно. Упором домкрата служит инвентарная установка. После достижения проектной нагрузки снять домкрат, полость трубы заполнить бетонной смесью и выполнить крепление согласно узлу крепления свай. Выпуски доить срезать после снятия инвентарной установки.
 6. У свай Сс90-220, Сс100-220 и Сс110-220 упором служат ростверки. Домкрат снимается после передачи нагрузки на свай через опорные стальные элементы, которые обетонируются в виде свайного оголовка. Зазор между оголовком и ростверком не допускается.
 7. У ростверков Рн-3, Рн-5, Рн-6, Рн-8, Рн-9 и Рн-10 и у обоями Обн-2 свай забиваются одновременно. У остальных ростверков свай забиваются попарно по диагонали.
 8. Забивание свай под диафрагмы жесткости выполняется после устройства свай под колоннами.
 9. Выполнить испытание свай №103, №145 и №270 статической вдавливающей нагрузкой в соответствии с ГОСТ 5686-2020.

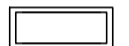
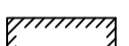
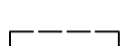
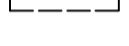

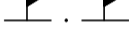


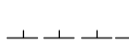



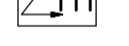
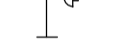





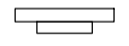




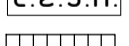


ИЗМ. КОЛ. ЛИСТ. №ДОК. ПОДП. ДАТА						БР - 08.03.01 КЖ			
Изм.	Кол.	Лист	№док.	Подп.	Дата	ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Разработчик	Консультант	Руководитель				Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания поразобого дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г. Красноярске	Стандия	Лист	Листов
Разработчик	Иванова О.А.	Руководитель				Каплевская	5		
Инж.контр.	Юрченко А.А.	Зав.кафедрой				Схема расположения свай. Узел крепления свай к ростверку. Инженерно-геологический разрез. Свай составные. Ведомость расхода стали	Кафедра СКУС		

Объектный строительный генеральный план на период реконструкции

Экспликация зданий и сооружений

№ п/п	Наименование	Объем		Размеры в плане, мм	Тип, марка или краткое описание
		Ед. изм.	Кол-во		
1	Гардеробная с помещением для отдыха и обогрева	шт.	1	12000x3000	Не инвентарное
2	Душевая и умывальник	шт.	1	7000x2500	Не инвентарное
3	Туалет	шт.	1	1200x900	Туалетная кабинка
4	Столовая	шт.	1	6000x3000	Не инвентарное
5	Медпункт	шт.	1	2700x2500	Не инвентарное
6	Проробская	шт.	1	6000x3000	1129-022
7	КПП	шт.	1	2700x2500	Не инвентарное
8	Закрытый склад	шт.	1	11900x5000	Не инвентарное
9	Реконструируемое здание	шт.	1	48000x48000	Реконструируемое

Условные обозначения

-  Контур строящегося здания
-  Контур существующего здания
-  Контур подземного сооружения
-  Линия рабочей зоны крана
-  Линия границы опасной зоны при работе крана
-  Ворота с калиткой
-  Воздушная линия электропередачи
-  Временное ограждение строительной площадки
-  Въезд и выезд на строительную площадку
-  Знак предупреждающий о работе крана, с поясняющей надписью
-  Трансформаторная подстанция
-  Проектор на опоре
-  Мусорприемный бункер
-  Пожарный гидрант
-  Стенд со схемой строповки и таблицей масс грузов
-  Стенд с противопожарным инвентарем
-  Въездной стенд с транспортной схемой
-  Место для первичных средств пожаротушения
-  Канализационный колодец
-  Водопрободный колодец
-  Место хранения грузозахватных приспособлений и тары
-  Навес над входом в здание
-  Шкаф для хранения баллонов с азотеленом
-  Шкаф для хранения баллонов с кислородом
-  W Кабель проектируемый
-  KO Временная канализационная сеть
-  BO Временная сеть водоснабжения

Данный строительный генеральный план разработан на период реконструкции 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира 10, стр.1 в г. Красноярске. До начала производства работ должны быть выполнены следующие мероприятия:

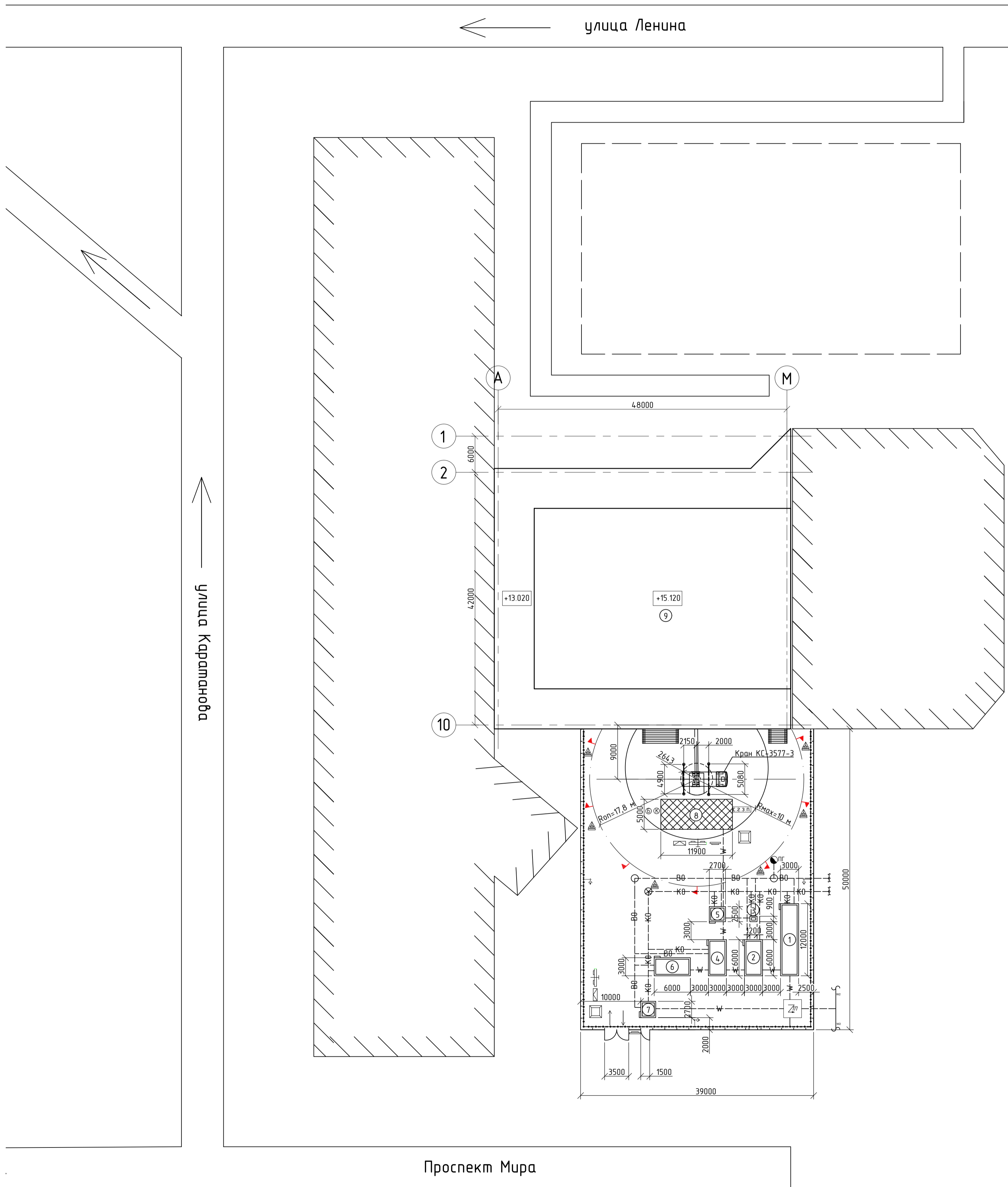
- ограждена территория строительной площадки защитно-охранным ограждением согласно ГОСТ Р 58967-2020,
- выполнено обеспечение электроэнергией строительной площадки от действующих сетей,
- выполнено освещение строительной площадки при помощи прожекторов,
- размещен дытловой городок для нужд строительного персонала - обеспеченный электроэнергией, теплом, питьевой водой и связью,
- подготовлена площадка для складирования строительных материалов и конструкций,
- оборудованы площадка строительства и дытловой городок первичными средствами пожаротушения,
- вывешены схемы движения транспортных средств и места разгрузки.

Указания по технике безопасности

- 1 При производстве работ соблюдать требования СНиП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования" СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство".
- 2 При въезде на строительную площадку поставить знаки ограничения скорости 5км/час, "Въезд" и схему движения транспорта. На строительной площадке опасную зону здания ограничить хорошо видимым сигнальным ограждением и знаками с надписью: "Внимание опасная зона", "Вход запрещен".
- 3 На границе опасной зоны работы крана установить предупредительные знаки "Стоп! Проход запрещен" и сигнальное ограждение. Нахождение людей в зоне работы крана запрещается.
- 4 Рабочие при производстве работ должны иметь удостоверения на право производства конкретного вида работ, а также пройти инструктаж по технике безопасности в соответствии с требованиями ГОСТ 12.0.004-2015 "СБСТ. Организация работающих безопасности труда. Общие положения".
- 5 Лица работающие и находящиеся на строительной площадке, должны иметь каски.
- 6 Запрещается нахождение людей под поднимаемым грузом. При подаче элементов все условные знаки подается одним лицом - рабочим, обученным по профессии, квалификационной характеристикой которой предусмотрено выполнение работ по строповке груза, назначенным приказом. Сигнал "Стоп" подается любым работником, заметившим опасность.
- 7 Запрещается выбрасывать строительный мусор, отходы и другие материалы, или какие-либо предметы через окна и с крыши.
- 8 Проезды, проходы, рабочие места необходимо регулярно очищать от строительного мусора, и не загромождать, а в зимнее время очищать от снега и наледи.
- 9 В темное время суток рабочие места должны иметь освещенность не менее 50 лк, стройплощадка не менее 10 лк согласно ГОСТ 12.1.046-2014.
- 10 Стройплощадка должна быть оборудована средствами пожаротушения согласно правилам пожарной безопасности Российской Федерации.

Технико-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Кол-во
Площадь строительной площадки	м ²	4254
Площадь под реконструируемым зданием	м ²	2304
Площадь под временными сооружениями	м ²	104,2
Площадь склада	м ²	59,5
Протяженность электросетей	пог.м	200
Протяженность водопроводных сетей	пог.м	93
Протяженность канализационных сетей	пог.м	74
Протяженность временного ограждения	пог.м	139



БР - 08.03.01 ОС					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол-во	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.	Москва	И.С.			
Консульт.	Мишкевич	О.С.			
Руководит.	Юрченко	А.А.			
И контр.	Юрченко	А.А.			
Зав кафедр.	Дворниев	С.В.			
Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г. Красноярске				Страница	Лист
					7
Объектный строительный генеральный план, ТЭП, Экспликация зданий и сооружений				Кафедра СКУС	

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

С.В. Деордиев

подпись инициалы, фамилия

« 22 » 06 2021 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде проекта
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Динамика технического состояния и
тема
усиление строительных конструкций 4-х
этажного железобетонного здания торгово
гольца по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске

Руководитель

С.В. Деордиев доц. к.т.н
подпись, дата должность, ученая степень

С.В. Деордиев
инициалы, фамилия

Выпускник

Москвитина 19.06.21
подпись, дата

М.С. Москвитина
инициалы, фамилия

Красноярск 2021 г.

Продолжение титульного листа БР по теме Динамика

технология строительства и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгово-офиса по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноярске

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

Куф 26.05.21
подпись, дата

Е.В. Казакова
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

С.С.А. 08.06.21
подпись, дата

А.А. Юрченко
инициалы, фамилия

фундаменты

И.И.И. 8.06.21
подпись, дата

В.А. Иванова
инициалы, фамилия

технология строит. производства

Д.Д. 19.06.21
подпись, дата

В.С. Мухомов
инициалы, фамилия

организация строит. производства

Д.Д. 19.06.21
подпись, дата

В.С. Мухомов
инициалы, фамилия

экономика строительства

И.И.И. 21.06.21
подпись, дата

В.В. Пухов
инициалы, фамилия

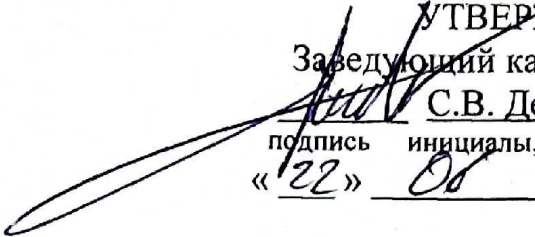
Нормоконтролер

С.С.А. 19.06.21
подпись, дата

А.А. Юрченко
инициалы, фамилия

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт
институт
Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
 С.В. Деордиев
подпись инициалы, фамилия
« 22 » 06 20 21 г.

**ЗАДАНИЕ
НА ВЫПУСКНУЮ КВАЛИФИКАЦИОННУЮ РАБОТУ**

в форме _____ бакалаврской работы _____

Студенту Мокшутиний Наталье Сергеевне

фамилия, имя, отчество

Группа СБ17-12Б Направление (профиль) 08.03.01

(номер)

(код)

«Строительство»

профиль «Промышленное и гражданское строительство»

наименование

Тема выпускной квалификационной работы Диагностика технического состояния и усиление стальных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгово-офисного назначения по пр. Мира, 10 стр. 1 в г. Красноводске

Утверждена приказом по университету № 2422/С от 18.02.2021

Руководитель ВКР А. А. Юрченко

инициалы, фамилия

доц. к.т.н. каф. СК и УС

должность, ученое звание и место работы

Исходные данные для ВКР бакалавра в виде проекта

Характеристика района строительства и строительной площадки

Климатический район строительства IV с расчетной зимней $t_{в.} = -37^{\circ}\text{C}$

Задания по разделам ВКР в виде проекта

Пояснительная записка

Архитектурно-строительный раздел:

объемно-планировочное решение по 87 посг. от 16.02.2007 г. п. 3, 4

теплотехнический расчет стен, покp., окна

конструктивное решение по 87 посг. от 16.02.2007 г. п. 3, 4

Расчетно-конструктивный раздел:

расчет и конструирование несущих и ограждающих конструкций здания

проверка несущей способности колонн и диафрагм жесткости, разработка их усиления

расчет и конструирование фундаментов Усиление фундамента -
инженер. Работы по усилению

Организация строительства:

расчеты по стройгенплану Власко МУ, СП

Технология строительного производства:

расчеты по технологической карте определение потребности в
материально-технических ресурсах, состава работ, ТМ
указания по производству СМР согласно МДС, СП, СНИП

Экономика строительства:

МР в ценах кв. 2021 (ФЕР 2020); анализ МР по смет.
Методика; расчет ТМ

Графический материал с указанием основных чертежей

Архитектурно-строительный раздел (фасад, планы этажей; поперечный и
продольный разрезы, узлы): план 1 эт, план 2 эт, сечение,
разрез, план кровли, узел 2-1 лист

Расчетно-конструктивный раздел в т.ч. фундаменты (основные чертежи
рабочей документации конструктивных решений): инженерные решения
свай, составная свая. инженерно-геологические условия,
инженерия свай.

2-3 листа

Организация строительства Объектный стройгенплан
на период реконструкции

1-2 листа.

Технология строительного производства (технологическая карта)

ТК на усиление колоды

1 лист

Консультанты по разделам

Архитектурно-строительный:

Рез- С. В. Казакова, кадр. № 3 в ИИ с. и. р. и. н.,
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Расчетно-конструктивный:

Штанг А. А. Юрченко, кадр. СМ и УС
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Фундаменты:

ИИЗ, С. И. Иванова, кафедра ИИД и П, ст. преподаватель
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Технология строительного производства:

ИИЗ, С. С. Мишнев, кадр. СМ и УС, ст. преподаватель
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Организация строительного производства:

ИИЗ, С. С. Мишнев, кадр. СМ и УС, ст. преподаватель
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)


Экономика строительства:

ИИЗ, В. Р. Рухова, кадр. ВУ и Ж, ст. преподаватель
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

КАЛЕНДАРНЫЙ ГРАФИК
выполнения ВКР в виде проекта

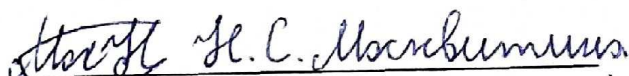
Наименование раздела	Срок выполнения
Архитектурно-строительный	26.06.21
Расчетно-конструктивный	11.06.21
Фундаменты	05.06.21
Технология строительного производства	19.06.21
Организация строительного производства	19.06.21
Экономика строительства	21.06.21

Руководитель ВКР



(подпись)

Задание принял к исполнению



(подпись, инициалы и фамилия студента)

« 13 » мая 2020г.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	11
1 Архитектурно-строительный раздел.....	12
1.1 Общие данные	12
1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства	12
1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства.....	12
1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства	12
1.2 Схема планировочной организации земельного участка.....	13
1.2.1 Характеристика земельного участка предоставленного для размещения объекта капитального строительства.	13
1.2.2 Обоснование схем транспортных коммуникаций, обеспечивающих внешний и внутренний подъезд к объекту капитального строительства.	14
1.3 Архитектурные решения.....	14
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.	14
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.	14
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства..	15
1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.	15
1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	16
1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия	16
1.3.7 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров.	17
1.4 Конструктивные и объёмно-планировочные решения	17
1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.	17

					БР-08.03.01.01 ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Диагностика технического состояния и усиление строительных конструкций 4-х этажного железобетонного здания торгового дома по пр. Мира, 10 стр.1 в г.Красноярске	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Москвитина Н.С.		19.06.21			8	157
Руководитель		Юрченко А.А.		19.06.21				
Н. контр Зав. кафедр.		Юрченко А.А. Деордиев С.В.	 	19.06.21			СКиУС	