

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Согласовано:

Гл. специалист предприятия

Д.Ф. Васильев

подпись, инициалы, фамилия

Утверждаю:

Зав. кафедрой

Н.Н. Лавров

подпись, инициалы, фамилия

« 23 » июня 2017 г.

« 23 » июня 2017 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.04.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР Исследование конструктивной работы несущих
конструкций здания многофункционального центра
звезда размерами в плане 31,6х49,5 м

Автор ВКР Синельникова Елена Сергеевна

Обозначение ВКР-2069059-08.04.01-151174-17 Группа Ст-21м

Руководитель ВКР Артюшин Дмитрий Викторович

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Артюшин Д.В.

расчетно-конструктивный Артюшин Д.В.

основания и фундаменты Артюшин Д.В.

технологии и организации строительства Артюшин Д.В.

экономики строительства Артюшин Д.В.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Артюшин Д.В.

НИР Артюшин Д.В.

Нормоконтроль Артюшин Д.В.

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
20 г.

ЗАДАНИЕ
на выполнение выпускной квалификационной работы магистра
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»
направленность «Теория и проектирование зданий и
сооружений»

Автор ВКР Синельникова Елена Сергеевна

Группа Ст-2101

Тема ВКР Исследование функциональной работы неадаптированной конструкции здания многофункционального центра города размерами в плане 31,8х49,5 м

Консультанты:
архитектурно-строительный раздел Артюшин Д.В.
расчетно-конструктивный раздел Артюшин Д.В.
основания и фундаменты Артюшин Д.В.
технология и организация строительства Артюшин Д.В.
экономика строительства Артюшин Д.В.
вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Артюшин Д.В.
НИР Артюшин Д.В.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Многофункциональной центр города

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с _____ по _____ 20__ г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.

Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедру для окончательного решения и допуска к защите.

Дата выдачи «29» _____ 2014 года.

Руководитель ВКР _____

СОДЕРЖАНИЕ

Содержание	3
Введение	6
1. Архитектурно-строительный раздел.....	8
1.1. Краткая характеристика района строительства.....	9
1.2. Генеральный план.....	10
1.3. Объёмно-планировочное решение.....	11
1.4. Конструктивное решение здания.....	12
1.4.1. Фундаменты.....	12
1.4.2. Стены и перегородки.....	12
1.4.2.1. Теплотехнический расчёт стены.....	13
1.4.2.2. Звукоизоляционный расчёт перегородки между музыкальными классами.....	21
1.4.3. Перекрытия и полы.....	22
1.4.4. Крыша.....	22
1.4.5. Лестницы.....	22
1.4.6. Окна, двери и пандусы	23
1.5. Санитарно-техническое оборудование.....	23
2. Расчётно-конструктивный раздел.....	24
2.1. Проектирование монолитной плиты и балок	25
2.1.1. Объёмно-планировочное решение.....	25
2.1.2. Моделирование конструкций	25
2.1.3. Сбор нагрузок.....	26
2.1.4. Результаты расчёта.....	29
2.1.5. Расчёт прогибов плиты.....	32
2.1.6. Армирование монолитных конструкций.....	33
2.2. Проектирование многопустотной плиты безопалубочного формования.....	42
2.2.1. Определение размеров и расчётного пролёта плиты.....	42
2.2.2. Сбор нагрузок и определение усилий в плите.....	43
2.2.3. Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы.....	45

2.2.4.	Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы	48
2.3.	Проектирование сборного ригеля Р.1.....	55
2.3.1.	Расчёт ригеля в стадии эксплуатации.....	56
2.3.2.	Проектирование стыка ригеля с колонной	62
2.3.3.	Эпюра материалов и конструирование ригеля.....	63
3.	Научно-исследовательская работа студента.....	68
3.1.	Описание и свойства стеклопластиковой сетки.....	69
3.2.	Сбор нагрузок.....	71
3.3.	Определение несущей способности кирпичного столба.....	74
3.4.	Расчёт кирпичного простенка по оси «Н».....	76
3.5.	Определение несущей способности простенка.....	79
3.6.	Сравнение металлической и стеклопластиковой кладочных сеток.....	82
4.	Основания и фундаменты.....	84
4.1.	Инженерно-геологические условия	85
4.2.	Определение требуемых физико-механических характеристик грунта основания.....	85
4.3.	Расчёт свайного фундамента под колонну К.1.....	88
4.3.1.	Расчёт по несущей способности.....	88
4.3.2.	Расчёт свайных фундаментов и их оснований по деформациям.....	92
4.4.	Расчёт ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «Н».....	96
4.4.1.	Расчёт по несущей способности.....	96
4.4.2.	Расчёт свайных фундаментов и их оснований по деформациям.....	99
4.5.	Расчёт ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «8».....	102
5.	Технология и организация строительного производства.....	105
5.1.	Определение объёмов работ.....	106

5.2.	Расчёт требуемых параметров монтажных кранов.....	109
5.3.	Выбор и описание метода производства работ.....	111
5.4.	Определение потребности в транспортных средствах.....	113
5.5.	Расчёт и проектирование стройгенплана.....	115
5.5.1.	Порядок проектирования временного строительства на СГП.....	115
5.5.2.	Расчёт складских помещений и площадок.....	116
5.5.3.	Расчёт потребности строительства в воде.....	118
5.5.4.	Временное электроснабжение строительной площадки....	119
5.5.4.1.	Выбор типа трансформаторной подстанции.....	119
5.5.4.2.	Расчёт количества прожекторов.....	120
5.5.5.	Расчёт потребности строительства в тепле.....	120
5.5.6.	Размещение и привязка монтажных механизмов.....	121
5.5.7.	Технико-экономические показатели стройгенплана.....	122
5.6.	Календарное планирование	122
6.	Экономика	124
6.1.	Ведомость затрат труда и машинного времени.....	125
6.2.	Карточка-определитель работ	136
6.3.	Расчёт технико-экономических показателей	140
7.	Экология и безопасность жизнедеятельности	142
7.1.	Основные требования к организации труда на строительной площадке с точки зрения техники безопасности.....	143
7.2.	Основные требования к производственному освещению	144
7.3.	Противопожарные мероприятия	145
7.3.1.	По функциональной пожарной опасности	145
7.3.2.	По конструктивной пожарной опасности	145
7.4.	Монтажные работы	145
7.5.	Электробезопасность	146
7.6.	Экология в строительстве	146
	Заключение	148
	Список использованной литературы	149

ВВЕДЕНИЕ

Пенза считается городом молодежи и, одна из основных задач администрации города, правильно и рационально организовать досуг детей и взрослых.

Сейчас в Пензе существует много детских школ искусств, досуговых и развлекательных центров. Главным достоинством проектируемого мной многофункционального центра досуга является то, что каждый человек может найти себе здесь занятие по душе, так как она сочетает в себе разнообразные виды досуга (будь то занятия музыкой, хореографией, рисованием, боевыми искусствами или изучение иностранных языков). Каждое занятие проводится в отдельном классе, таким образом они не мешают друг другу, но, в то же время, все находится в одном здании.

Именно поэтому я сочла такой проект актуальным для нашего города и нашего времени.

Выпускная квалификационная работа разработана в соответствии с действующими правилами и нормами проектирования, также в проекте предусматриваются мероприятия, обеспечивающие безопасность при взрыве и пожаре, которые могут возникнуть при эксплуатации здания.

Сведения о проектируемом объекте:

Класс здания - 2;

Степень огнестойкости здания – I;

Степень долговечности здания – II.

Строительство является трудоемким, материалоемким, энергоемким и капиталоемким производством, содержит в себе решение многих локальных и глобальных проблем (от социальных до экологических). Для того, чтобы сократить затраты на строительство необходимо разработать рациональное объемно - планировочное решение здания, правильно выбрать строительные и отделочные материалы и стремиться к усовершенствованию методов строительства. Строительные организации нуждаются в крупных объемах строительно-монтажных работ с привлечением свободных трудовых ресурсов.

В связи с экологическими проблемами, очень важно максимально рационально использовать природные условия строительной площадки.

Строительный комплекс города и области оказывает влияние на экономическое и социальное развитие Пензы. Каждое построенное и введенное в эксплуатацию здание дает дополнительные налоговые поступления в бюджет.

Выпускная квалификационная работа на тему: «Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуга размерами в плане 31,6 м x 49,9 м» раскрывает возможности проектирования зданий, рационально вписанных в городские условия. Поэтому был разработан центр досуга для детей и взрослых с актовым залом, залом для проведения спортивных соревнований, столовой, театральными классами и учебными классами для занятия музыкой, рисованием, хореографией, изучением иностранных языков и т.д. Такие здания позволяют рационально использовать территорию, сокращают протяженность инженерных сетей и улиц. Кроме того, их архитектурное решение способствует созданию выразительного силуэта застройки. Для удешевления строительства необходимо использовать местные строительные и отделочные материалы.

Раздел 1. Архитектурно-строительный

1.1. Краткая характеристика района строительства

Проектируемое здание предназначено для строительства в городе Пензе. В Пензенской области имеется развитая материально-техническая база строительства, работают предприятия строительной индустрии: кирпичные заводы, выпускающие силикатный и керамический кирпич, заводы железобетонных изделий, завод металлических конструкций, деревообрабатывающий комбинат, лакокрасочный завод. В городе работают строительные и специализированные организации, которые ведут строительство, а также специализированные предприятия по эксплуатации и ремонту строительных машин. Источником водоснабжения служат подземные воды. В области развита сеть автомобильных и железных дорог.

Природно-климатические характеристики района строительства.

Таблица 1.1

№	Наименование	Характеристика
1	2	3
1.	Место строительства	г. Пенза
2.	Климатический район	II B
3.	Зона влажности	Сухая
4.	Температура наружного воздуха: -наиболее холодной пятидневки, °С	-29
5.	Продолжительность перио да с температурой наружного воздуха менее 8 гр,сут.	207
6.	Среднее значение температуры этого периода, °С	-4,5
7.	Скорость, м/с ветра -в январе ЮЗ -в июле СЗ	3,8 0
8.	Максимальная глубина промерзания грунта,м	1,4

Инженерно-геологические и гидрогеологические характеристики участка строительства приведены в разделе 3.

1.2. Генеральный план

Многофункциональный центр досуга расположен на свободной территории в центре города, ограниченной ул. Суворова, ул. Плеханова и ул. Октябрьская.

Генплан разработан в масштабе 1:1000 в соответствии с требованиями [6]. Рекомендуется использовать широтную ориентацию здания на генплане. Это позволяет использовать наиболее благоприятные стороны горизонта по освещённости, инсоляции и ветроохлаждению.

Придомовая территория включает:

- хозяйственную площадку;
- автостоянку;
- пешеходную аллею;
- теннисный корт.

Предусмотрены элементы благоустройства:

- газон;
- тротуарная плитка;
- двухслойное покрытие из асфальтобетона;
- пешеходная дорожка;
- скамейки;
- живая изгородь.

Технико-экономические показатели генплана:

1. Площадь участка – $S_y = 17340,0 \text{ м}^2$;
2. Площадь застройки – $S_z = 1570,0 \text{ м}^2$;
3. Площадь дорожных покрытий – $S_d = 7952,0 \text{ м}^2$;
4. Площадь озеленения – $S_{оз} = 7440,0 \text{ м}^2$;
5. Площадь благоустройства – $S_b = 378,0 \text{ м}^2$;
5. Коэффициент застройки $K_z = S_z/S_y = 0,091 = 9,1\%$;
6. Коэффициент использования территории $K_{и} = (S_z + S_d)/S_y = 0,571 = 57,1\%$;
7. Коэффициент озеленения $K_{оз} = S_{оз}/S_y = 0,429 = 42,9\%$.

Генеральный план представлен на листе 1 графической части.

1.3. Объёмно-планировочное решение

Проектируемое здание многофункционального центра досуга имеет сложную конфигурацию в плане. Сложившаяся архитектурная среда диктовала свои стилистические приемы, при помощи которых и был сформирован архитектурный образ проектируемого здания. Фасад имеет развитую пластику, обусловленную планировочными особенностями каждой части здания. Стеклённые витражи на первом этаже, вытянутые окна в круглой части здания и сплошное остекление по всей высоте лестничного узла образуют изящный композиционный ход.

Для улучшения облика здания его цоколь отделан искусственным камнем.

Здание расположено в осях «1-11»/«А-Ж» – 47,40х30,60 м.

В отделке здания предлагается применить облицовочный кирпич серого, красного и терракотового цвета.

Наружные стены здания толщиной 380 мм по высоте здания из керамического красного полнотелого кирпича с последующим утеплением и облицовкой лицевым кирпичом.

Технико-экономические показатели объёмно - планировочного решения здания.

Таблица 1.2

N п/п	Наименование	Единица Измерен.	Показатель
1	Этажность		3
2	Строительный объём здания	м ³	13990,00
3	Площадь застройки	м ²	1570,00
4	Общая площадь	м ²	2816,33
5	Общая площадь учебных классов	м ²	766,05
6	Периметр здания	м	185,00
7	$K_1 = S_{ж}/S_0$ $K_2 = V/S_0$ $K_3 = S_k/S_0$ $K_4 = \Pi_0/S_0$ $K_5 = V/S_{0пр}$ $K_6 = S_0/n$		0,51 3,7 0,23 0,019 965 26,8

Высота 1-го этажа – 4,2 м; высота 2-го и 3-го этажей – 3,6 м.

На первом этаже расположены актовый зал на 180 мест, зал для проведения соревнований, столовая, кухонные помещения, гардеробы и санузлы.

На втором этаже расположены учебные классы, помещение медицинского персонала, душевые, санузлы и эксплуатируемая кровля для кафе.

На третьем этаже расположены учебные классы и санузлы.

Здание оборудовано пассажирским лифтом. Размеры шахты 1700x1550 мм.

Технико-экономические показатели объемно-планировочного решения здания сведены в табл.1.2.

1.4. Конструктивные решения здания

Пространственная жесткость здания обеспечивается горизонтальными дисками жесткости, образуемыми плитами перекрытия, покрытия, железобетонными поясами и вертикальным ядром жесткости, образуемым лестнично-лифтовым узлом.

1.4.1. Фундаменты

На основании инженерно-геологических изысканий под проектируемое здание разработаны фундаменты из забивных свай с монолитным железобетонным ростверком.

План фундамента представлен в графической части проекта (Лист 10).

1.4.2. Стены и перегородки

Здание кирпичное с продольными и поперечными несущими стенами. Наружные стены выполняются из керамического кирпича с утеплением полужесткими минераловатными плитами, толщина стены составляет 650 мм. Для соединения основной фасадной стены здания со слоем из облицовочного кирпича через слой теплоизоляции используются гибкие связи. Шаг гибких связей по горизонтали составляет 500–600 мм, по вертикали 500 мм (7 рядов кирпичной кладки).

Определяем длину гибкой связи

$$l = 90 \text{ мм} + T + 90 \text{ мм} = 90 \text{ мм} + 130 \text{ мм} + 90 \text{ мм} = 310 \text{ мм}.$$

где 90 мм — длина анкеровки концов гибкой связи;

$T = 130 \text{ мм}$ — толщина теплоизоляции.

Принимаем гибкие связи длиной 310 мм и диаметром 6 мм.

Внутренние стены толщиной 380 мм и 510 мм запроектированы из сплошного керамического кирпича. Перегородки – кирпичные и из легкобетонных блоков толщиной 120мм и кирпичные толщиной 250 мм.

1.4.2.1. Теплотехнический расчет стены

Конструкция наружной стены принята из следующих материалов с теплотехническими характеристиками:

Исходные данные:

1 – силикатный облицовочный кирпич $\rho_1=1800\text{кг/м}^3$, $\delta_1=0,12\text{м}$, $\lambda_1=0,76\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$, $\mu_1=0,0147 \text{ г/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{мм рт. ст.)}$, $S_1=9,77 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$.

2 – плиты полужёсткие минераловатные $\rho_2=100\text{кг/м}^3$, $\lambda_2=0,06\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$, $\mu_2=0,0747\text{г/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{мм рт. ст.)}$, $S_2=0,64 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$.

3 – кирпич глиняный обыкновенный (ГОСТ 530-80) на цементно-песчаном растворе $\rho_3=1800\text{кг/м}^3$, $\delta_3=0,38 \text{ м}$, $\lambda_3=0,70\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$, $\mu_3=0,0147\text{г/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{мм рт. ст.)}$, $S_3=9,20 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$.

4 – цементно-песчаная штукатурка $\rho_4 =1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_4=0,02 \text{ м}$, $\lambda_4=0,76\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$, $\mu_4=0,012 \text{ г/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{мм рт. ст.)}$, $S_4=9,60 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$.

Климатические данные:

1. Температура воздуха внутри помещения $t_{int} = 18 \text{ °C}$;
2. Расчётная температура наружного воздуха $t_{ext} = -29 \text{ °C}$ – температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92;
3. Средняя температура воздуха со среднесуточной температурой воздуха не более 8 °C $t_{ht} = 4,5 \text{ °C}$;
4. Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха не более 8 °C $Z_{ht} = 207$ суток;
5. Коэффициенты теплоотдачи $\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$\alpha_{ext} = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции.

6. Относительная влажность воздуха $\varphi = 55 \%$, что соответствует нормальному режиму эксплуатации внутри помещения.

Условие эксплуатации ограждающей конструкции – А, так как г. Пенза принадлежит третьему климатическому району, что соответствует сухой зоне эксплуатации, а внутренний режим эксплуатации нормальный.

Толщину утепляющего слоя определяем по 2-м условиям:

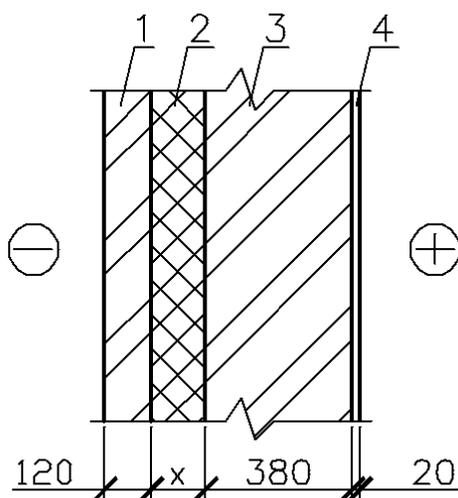
- требования энергосбережения;
- санитарно-гигиенические требования.

1. Толщина утепляющего слоя исходя из требований энергосбережения

Определяем приведённое сопротивление теплопередачи с учётом энергосбережения R_{reg} . Для этого определим градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = Z_{ht}(t_{int} + t_{ht}) = 207(18 - (-4,5)) = 4657,5 \text{ °С} \cdot \text{сут.}$$

где $t_{ht} = -4,5 \text{ °С}$ – средняя температура отопительного периода.



- 1 – кладка из силикатного кирпича
- 2 – утеплитель (минераловатные плиты)
- 3 – кладка из керамического кирпича
- 4 – цементно-песчаный раствор

Рис. 1.1. Для расчёта толщины утеплителя стены.

Тогда получим:

$$R_{reg} = aD_d + b = 0,00035 \cdot 4657,5 + 1,4 = 3,030 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/сут.}$$

Определяем общее сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции и толщину утеплителя, исходя из условия, что $R_0 \geq R_{reg}$. Для определения толщины утепляющего слоя δ_{yt} приравняем общее сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции и приведённое сопротивление теплопередачи: $R_0 = R_{reg}$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,76} + \frac{\delta_{ym}}{0,06} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23} = 3,030,$$

где $\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции,

$\alpha_{ext} = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции,

$\lambda_1 = 0,76 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплопроводности силикатной кирпичной кладки,

$\lambda_2 = 0,06 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплопроводности жёстких минераловатных плит,

$\lambda_3 = 0,76 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплопроводности кирпичной кладки,

$\lambda_4 = 0,76 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$ - коэффициент теплопроводности цементно-песчаного раствора.

$$\delta_{ym} = \left(3,030 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,12}{0,76} - \frac{0,38}{0,70} - \frac{0,02}{0,76} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,06 = 0,129 \text{ м}$$

Принимаем $\delta_{yt} = 0,13 \text{ м} = 130 \text{ мм}$.

Тогда общее сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции будет равно

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,76} + \frac{0,13}{0,06} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23} = 3,052 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/сут.}$$

$R_0 = 3,052 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/сут.} > R_{reg} = 3,030 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/сут.}$, то есть 1-е условие теплотехнического условия выполнено.

2. Толщина утепляющего слоя, исходя из санитарно-гигиенических требований.

Определяем приведённое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции по санитарно-гигиеническим требованиям:

$$R_{reg} = \frac{n(t_{int}-t_{ext})}{\Delta t_n \cdot \alpha_{int}} = \frac{1(18-(-29))}{4 \cdot 8,7} = 1,351 \frac{m^2 \cdot ^\circ C}{Вт},$$

где $n=1$ – коэффициент, учитывающий зависимость положения ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху,

$t_{int} = 18 \text{ } ^\circ\text{C}$ – температура внутреннего воздуха в помещении,

$t_{ext} = -29 \text{ } ^\circ\text{C}$ – зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92,

$\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт}/m^2 \cdot ^\circ\text{C}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции,

Приравняем общее сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции и приведённое сопротивление теплопередачи: $R_0 = R_{reg}$.

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,76} + \frac{\delta_{ym}}{0,06} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23} = 1,351 m^2 \cdot ^\circ C / \text{сут.}$$

Находим толщину утепляющего слоя δ_{yt} :

$$\delta_{ym} = \left(1,351 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,12}{0,76} - \frac{0,38}{0,70} - \frac{0,02}{0,76} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,06 = 0,028 \text{ м}$$

В окончательном варианте принимаем толщину утепляющего слоя по условиям теплозащиты зданий, то есть $\delta_{yt} = 0,13 \text{ м} = 130 \text{ мм}$.

Принятое конструктивное решение ограждения должно исключать возможность образования конденсата влаги на её внутренней поверхности и не допускать превышение нормируемого температурного перепада между температурами внутреннего воздуха и на поверхности ограждающей конструкции.

Нормируемый температурный перепад для наружных стен многофункционального центра досуга равен $\Delta t_n = 4,0 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Определим расчётный температурный перепад:

$$\Delta t_0 = \frac{n(t_{int}-t_{ext})}{\alpha_{int}} \cdot \frac{1}{R_0} = \frac{1(18-(-29))}{8,7} \cdot \frac{1}{3,052} = 1,77 \text{ } ^\circ\text{C},$$

$R_0 = 3,052 m^2 \cdot ^\circ C / \text{сут.}$ – общее сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции.

$\Delta t_0 = 1,77 \text{ } ^\circ\text{C} < \Delta t_n = 4,0 \text{ } ^\circ\text{C}$, следовательно, условие выполняется, так как расчётный температурный перепад не превышает нормативного.

Определим значения температуры на поверхностях ограждающей конструкции и на границах её слоёв вычисляем по формуле:

$$\tau_x = t_{int} - \frac{t_{int} - t_{ext}}{R_0} \left(\frac{1}{\alpha_{int}} + R_{i-1} \right)$$

Определяем величину D:

$$D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + R_3 S_3 + R_4 S_4 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} S_1 + \frac{\delta_2}{\lambda_2} S_2 + \frac{\delta_3}{\lambda_3} S_3 + \frac{\delta_4}{\lambda_4} S_4,$$

$$D = \frac{0,12}{0,76} \cdot 9,77 + \frac{0,13}{0,06} \cdot 0,64 + \frac{0,38}{0,70} \cdot 9,2 + \frac{0,02}{0,76} \cdot 9,6 = 8,18 > 7,$$

Расчётная температура наружного воздуха будет равна средней за январь, февраль, март, ноябрь и декабрь.

$$t_{ext} = \frac{-12,2 + (-11,3) + (-5,6) + (-2,9) + (-9,1)}{5} = -8,22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Температура на внутренней поверхности стены

$$\tau_{int} = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \frac{1}{8,7} = 17,01 \text{ } ^\circ\text{C}$$

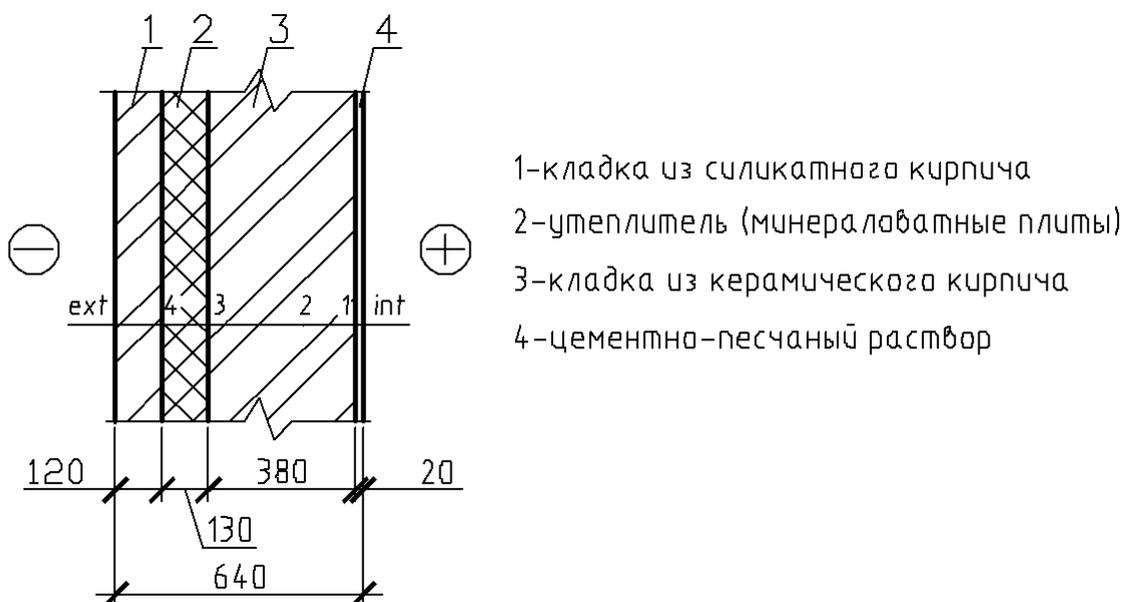


Рис. 1.2. К определению температуры в толще ограждающей конструкции.

Значение температуры на границах слоёв цементно-песчаной штукатурки и кирпичной кладки

$$\tau_1 = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} \right) = 16,79 \text{ } ^\circ\text{C}$$

в центре кирпичной кладки

$$\tau_2 = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,19}{0,70} \right) = 14,45 \text{ } ^\circ\text{C}$$

кирпичной кладки и минераловатного утеплителя

$$\tau_3 = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,70} \right) = 12,12 \text{ } ^\circ\text{C}$$

минераловатного утеплителя и силикатного кирпича

$$\tau_4 = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,13}{0,06} \right) = -6,49 \text{ } ^\circ\text{C}$$

На наружной поверхности ограждения

$$\tau_{ext} = 18 - \frac{18 - (-8,22)}{3,052} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,13}{0,06} + \frac{0,12}{0,76} \right) = -7,85 \text{ } ^\circ\text{C}$$

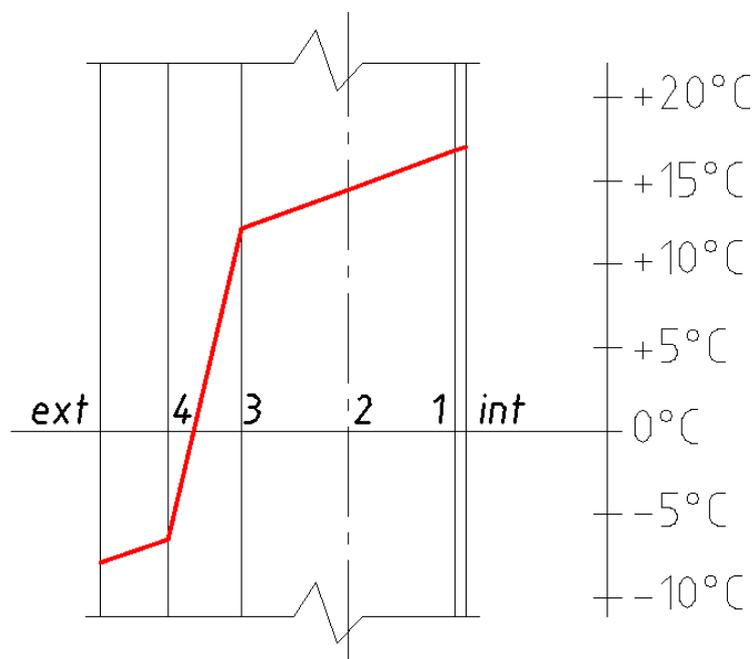


Рис. 1.3. Распределение температуры в толще ограждающей конструкции.

Вывод: в пределах каждого конструктивного слоя падение температуры происходит по линейному закону, но с разным углом наклона линии падения температуры.

Расчёт парциального давления помещения в толще ограждающей конструкции.

При диффузии через ограждающую конструкцию парциальное давление водяного пара получается за счёт общего сопротивления конструкции пароизоляции. В соответствии со значениями вычисленных температур определим значения упругости насыщенного водяного пара E , мм рт. ст.

$$\tau_{int} = 17,01 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{17,01} = 14,54 \text{ мм рт. ст.}$$

$$\tau_1 = 16,79 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{16,79} = 14,33 \text{ мм рт. ст.}$$

$$\tau_2 = 14,45 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{14,45} = 12,34 \text{ мм рт. ст.}$$

$$\tau_3 = 12,12 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{12,12} = 10,60 \text{ мм рт. ст.}$$

$$\tau_4 = -6,49 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{-6,49} = 2,63 \text{ мм рт. ст.}$$

$$\tau_{ext} = -7,85 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow E_{-7,85} = 2,41 \text{ мм рт. ст.}$$

Вычислим значения парциальных давлений на внутренней и наружной поверхностях ограждающей конструкции.

$$e_{int} = \frac{\varphi_b \cdot E_b}{100\%} = \frac{55\% \cdot 15,48}{100\%} = 8,51 \text{ мм рт. ст.,}$$

где $\varphi_b = 55\%$ - относительная влажность внутри помещения,

$E_b = 15,48$ мм рт. ст. – максимальная упругость водяного пара внутри помещения при $t_{int} = 18 \text{ }^\circ\text{C}$.

$$e_{ext} = \frac{\varphi_n \cdot E_n}{100\%} = \frac{84\% \cdot 0,32}{100\%} = 0,27 \text{ мм рт. ст.,}$$

где $\varphi_n = 84\%$ - относительная влажность внутри помещения,

$E_n = 0,32$ мм рт. ст. – максимальная упругость водяного пара при $t_{ext} = -29 \text{ }^\circ\text{C}$.

Величина парциального давления в произвольном сечении ограждающей конструкции определяем по формуле:

$$e_x = e_{int} - \frac{e_{int} - e_{ext}}{R_{on}} \left(\sum_{n=1} R_n + R_{вн} \right),$$

где R_{on} – общее сопротивление паропроницанию всей конструкции,

R_n – сопротивление паропроницанию,

$R_{вн}$ – сопротивление паропроницанию внутренней поверхности.

$$R_{on} = R_{вн} + \sum \frac{\delta}{\mu} + R_n,$$

где δ – толщина слоя,

$\delta_{ц.п.} = 0,02$ м, $\delta_{кир.} = 0,38$ м, $\delta_{ут.} = 0,13$ м, $\delta_{кир.} = 0,12$ м,

μ – коэффициент паропроницания наружной поверхности,

$\mu_{ц.п.} = 0,012$ г/(м·ч·мм рт. ст.), $\mu_{кир.} = 0,0147$ г/(м·ч·мм рт. ст.),

$\mu_{yt.} = 0,0747$ Г/(м·ч·мм рт. ст.), $\mu_{кир.сил.} = 0,0147$ Г/(м·ч·мм рт. ст.).

$$R_{вн} = 1 - \frac{\varphi}{100} = 1 - \frac{55}{100} = 0,45 \text{ (мм рт. ст.} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч)}/\text{Г}$$

Определяем общее сопротивление паропроницанию всей конструкции:

$$R_{он} = 0,45 + \frac{0,12}{0,0147} + \frac{0,13}{0,0747} + \frac{0,38}{0,0147} + \frac{0,02}{0,012} = 37,87 \text{ (мм рт. ст.} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч)}/\text{Г}$$

Подставим все найденные значения в формулу для нахождения парциального давления в произвольной точке и получим:

$$e_1 = 8,51 - \frac{8,51 - 0,27}{37,87} \left(\frac{0,02}{0,012} + 0,45 \right) = 8,05 \text{ мм рт. ст.}$$

$$e_2 = 8,51 - \frac{8,51 - 0,27}{37,87} \left(\frac{0,02}{0,012} + \frac{0,19}{0,0147} + 0,45 \right) = 5,24 \text{ мм рт. ст.}$$

$$e_3 = 8,51 - \frac{8,51 - 0,27}{37,87} \left(\frac{0,02}{0,012} + \frac{0,38}{0,0147} + 0,45 \right) = 2,42 \text{ мм рт. ст.}$$

$$e_4 = 8,51 - \frac{8,51 - 0,27}{37,87} \left(\frac{0,02}{0,012} + \frac{0,38}{0,0147} + \frac{0,13}{0,0747} + 0,45 \right) = 2,05 \text{ мм рт. ст.}$$

Значение температуры и упругости в толще ограждающей конструкции

Таблица 1.3

N	τ , °C	E, мм рт. ст.	e, мм рт. ст.
int	17,01	14,54	8,51
1	16,79	14,33	8,05
2	14,45	12,34	5,24
3	12,12	10,60	2,42
4	-6,49	2,63	2,05
ext	-7,85	2,41	0,27

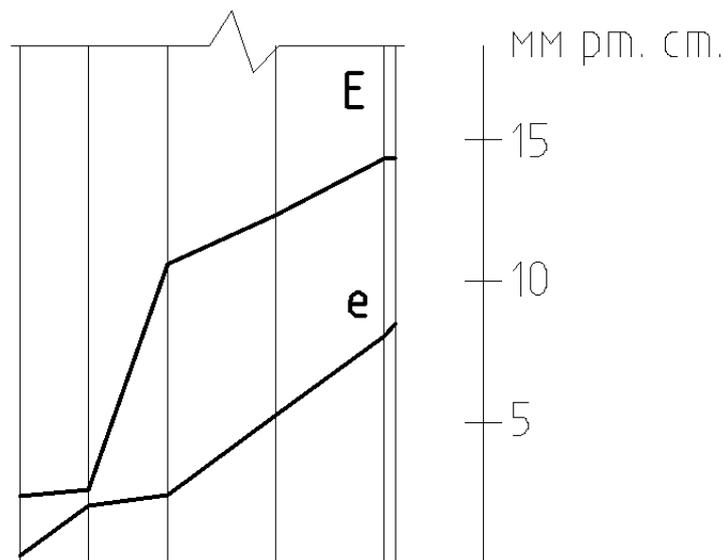


Рис. 1.4. Распределение упругости и парциального давления в толще ограждающей конструкции

Вывод: во всех расчётных точках получилось, что $e < E$, это свидетельствует о том, что в конструкции наружной стены конденсации влаги не происходит.

1.4.2.2. Звукоизоляционный расчёт перегородки между музыкальными классами

Выполним расчет толщины перегородки между музыкальными классами.

Исходные данные.

- нормативный индекс изоляции воздушного шума $R_e^H = 55$ дБ;
- перегородка кирпичная, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Таблица 1.4

N п. п.	Параметры	Среднегеометрические частоты 1/3-октавных полос, Гц															
		100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150
1	Расчётная частотная характеристика R, дБ	42	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	65	65	65
2	Оценочная кривая, дБ	33	36	39	42	45	48	51	52	53	54	55	56	56	56	56	56
3	Неблагоприятные отклонения, дБ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	Смещённая оценочная кривая, дБ	37	40	43	46	49	52	55	56	57	58	59	60	60	60	60	60
5	Неблагоприятные отклонения от смещённой оценочной кривой, дБ	-	-	-	0	1	2	3	2	1	0	-	-	-	-	-	-
6	Индекс изоляции воздушного шума R_w , дБ								56								

Определяем координаты т. В в зависимости от конструкции перегородки.

$$f_B = \frac{29000}{h} = \frac{29000}{250} = 116 \text{ Гц}$$

Округляем f_B до среднегеометрической частоты.

$$f_B = 125 \text{ Гц}$$

Определяем поверхностную плотность ограждающей конструкции.

$$m = \gamma \cdot h = 1800 \cdot 0,25 = 450 \text{ кг/м}^2$$

Определяем эквивалентную поверхностную плотность ограждающей конструкции.

$$m_э = k \cdot m = 1,1 \cdot 450 = 495 \text{ кг/м}^2$$

где $k = 1,1$ – коэффициент, принимаемый согласно таблице 10 [11].

Определяем звукоизоляцию в т.В.

$$R_B = 23 \lg m_э - 12 = 23 \lg 495 - 12 = 42 \text{ дБ}$$

Вывод: данная кирпичная перегородка может применяться как стены и перегородки между музыкальными классами.

1.4.3. Перекрытия и полы

Перекрытия – железобетонный пустотный настил из сборных железобетонных плит. Швы замоноличиваются бетоном класса В15 с заполнителем из мелких фракций. План перекрытия представлен в графической части проекта (Лист 6).

1.4.4. Крыша

Кровля плоская из двух слоёв наплавленного материала с внутренним водостоком. Уклон кровли $i=0.01$. Выход на крышу предусмотрен по фасадной (пристенной) и через машинное отделение лифта. Покрытие – железобетонный пустотный настил из сборных железобетонных плит. План кровли см. в графической части (Лист 5).

1.4.5. Лестницы

Сборные железобетонные лестничные марши и площадки внутри здания и наружная аварийная лестница из наборных ступеней по металлическим косоурам.

1.4.6. Окна, двери, пандусы

Окна – ПВХ с тройным остеклением ОК-1, ОК-2, ОК-3, ОК-4, ОК-5, ОК-6, ОК-7, ОК-8, ОК-9, ОК-10, ОК-11, ОК-12, ОК-13. Двери Д-1, Д-2, Д-3, Д-4, Д-5 – двери деревянные.

ДН-1, ДН-2 – двери наружные.

Вход в здание оборудован пандусом, навесами для защиты от атмосферных осадков и оснащены тамбурами. Полотно входных дверей оборудовано остекленной панелью из противоударного стекла. Покрытие входных площадок, пандусов выполнены шероховатой поверхностью.

1.5. Санитарно - техническое и инженерное оборудование

В здании запроектированы трубопроводы холодной и горячей воды, канализационные и газовые устройства подогрева воды. В здании оборудованы электрические, слаботочные, телефонные сети, а также освещение.

Система отопления здания подключена к тепловым сетям по независимой схеме через теплообменник. Циркуляция воды в системе отопления осуществляется циркуляционными бесшумными насосами.

Для здания проектируется вытяжная вентиляция с естественным побуждением. Вытяжка предусматривается через вентканалы в душевых и санузлах. Воздух забирается из верхней зоны помещений кухонь и санузлов в канал-спутник и затем перепускается в сборный канал на вышележащем этаже. Вытяжные каналы выходят на кровлю.

На вытяжных отверстиях в помещениях кухни, душевых и санузлов устанавливаются пластмассовые решетки.

Приток воздуха на компенсацию вытяжки поступает через форточки в окнах в верхнюю зону помещений.

Раздел 2. Расчётно-конструктивный

2.1. Проектирование монолитной плиты покрытия и балок.

2.1.1. Объемно-планировочное решение

Проектируем монолитное покрытие зала круглой формы, которое опирается на кирпичные стены по всему периметру и на железобетонные монолитные балки. Шаг балок в поперечном и продольном направлениях 4,5 м, отметка низа балок +7,270. Балки опираются на кирпичные стены и на четыре железобетонные колонны сечением 400x400 мм, шаг колонн 9 м.

Наружные стены толщиной 640 мм запроектированы из керамического кирпича. С внутренней стороны здания стена оштукатурена, а с наружной оштукатурены по утеплителю.

2.1.2. Моделирование конструкций

Вычисляем размеры поперечного сечения железобетонных балок.

Высота балок (до верха покрытия)

$$h_{\delta} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) l = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 4,5 = 0,5625 \div 0,45 \text{ м.}$$

Принимаем высоту балок $h_{\delta} = 0,55$ м.

Ширина балок – $b_{\delta} = (0,4 \div 0,6) h_{\delta} = (0,4 \div 0,6) \cdot 0,55 = 0,22 \div 0,33$ м.

Назначаем ширину балок $b_{\delta} = 0,30$ м.

Толщина плиты $t = 160$ мм.

Расчет конструкций выполняем с использованием ПК «ЛИРА 9.6».

Назначаем жесткие вставки для балок:

$$\frac{390 \text{ мм}}{2} + \frac{160 \text{ мм}}{2} = 275 \text{ мм} = 0,275 \text{ м.}$$

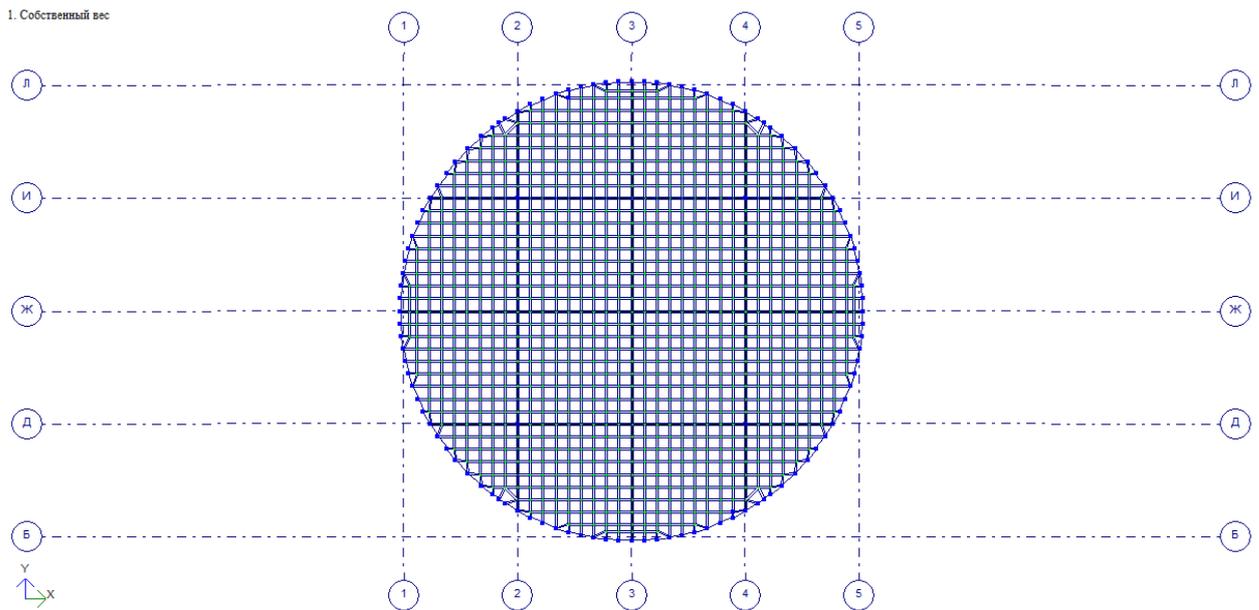


Рис. 2.1. Проекция расчетной схемы на плоскость XOY

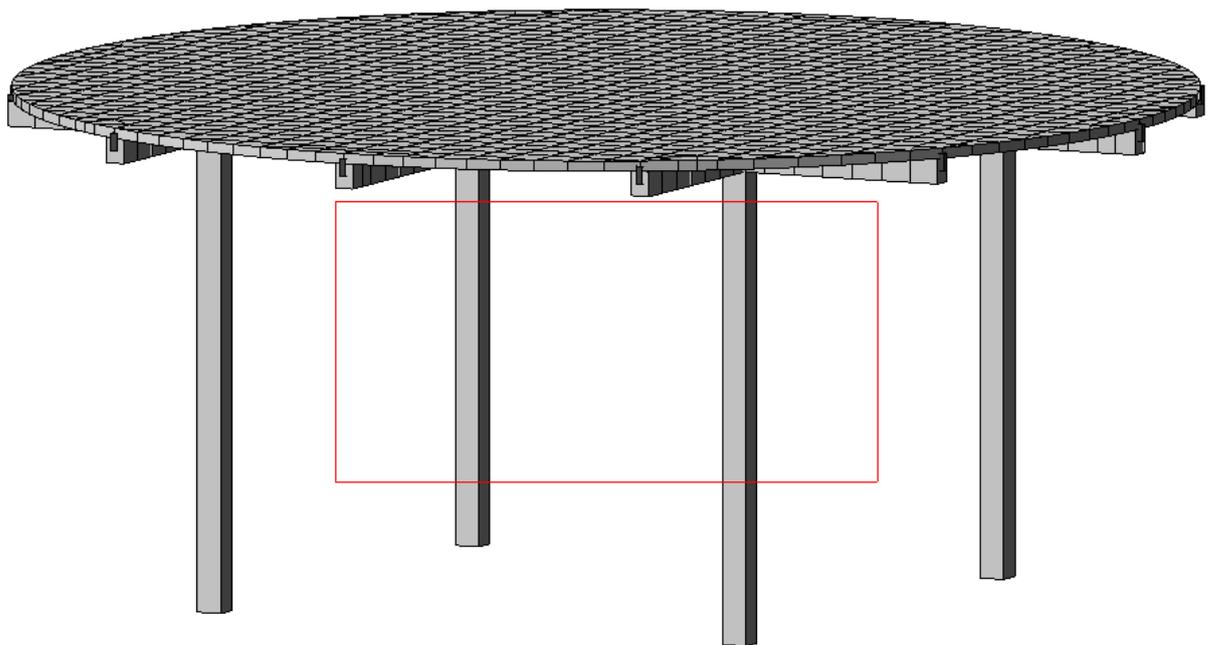


Рис. 2.2. Пространственная модель расчетной схемы.

2.1.3. Сбор нагрузок

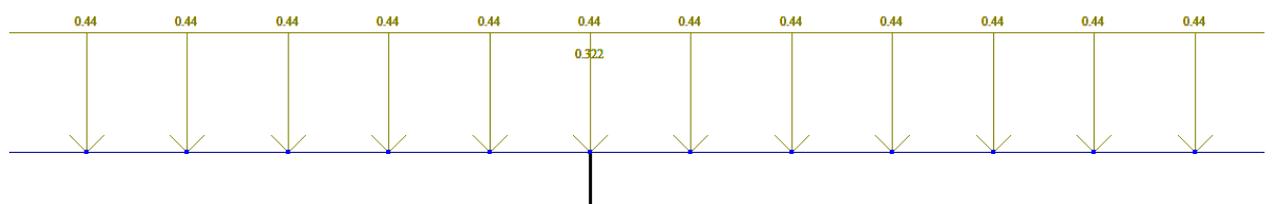


Рис. 2.3. Загружение 1. Собственный вес (учтён объёмный вес бетона конструкций с коэффициентом надёжности 1,1)



Рис. 2.4. Загружение 2. Постоянная нагрузка от покрытия



Рис. 2.5. Загружение 3. Снеговая нагрузка

Сбор нагрузок от покрытия

Таблица 2.1

№	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф - т надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4	5
	Постоянная			
1	2 слоя наплавленного кровельного материала	0,06	1,3	0,078
2	Цементно–песчаная стяжка $\delta=0,04$ м	0,72	1,3	0,936
3	Теплоизоляция: минераловатные жесткие плиты $\delta=0,20$ м	0,25	1,3	0,325
4	Пароизоляция : 1 слой рубероида	0,021	1,2	0,025
	Итого:	1,051		1,363
	Временная			
5	Полезная нагрузка	2,0	1,2	2,4
	Всего:	3,051		3,764

Загрузка 2 - Пост. нагр. на покрытие

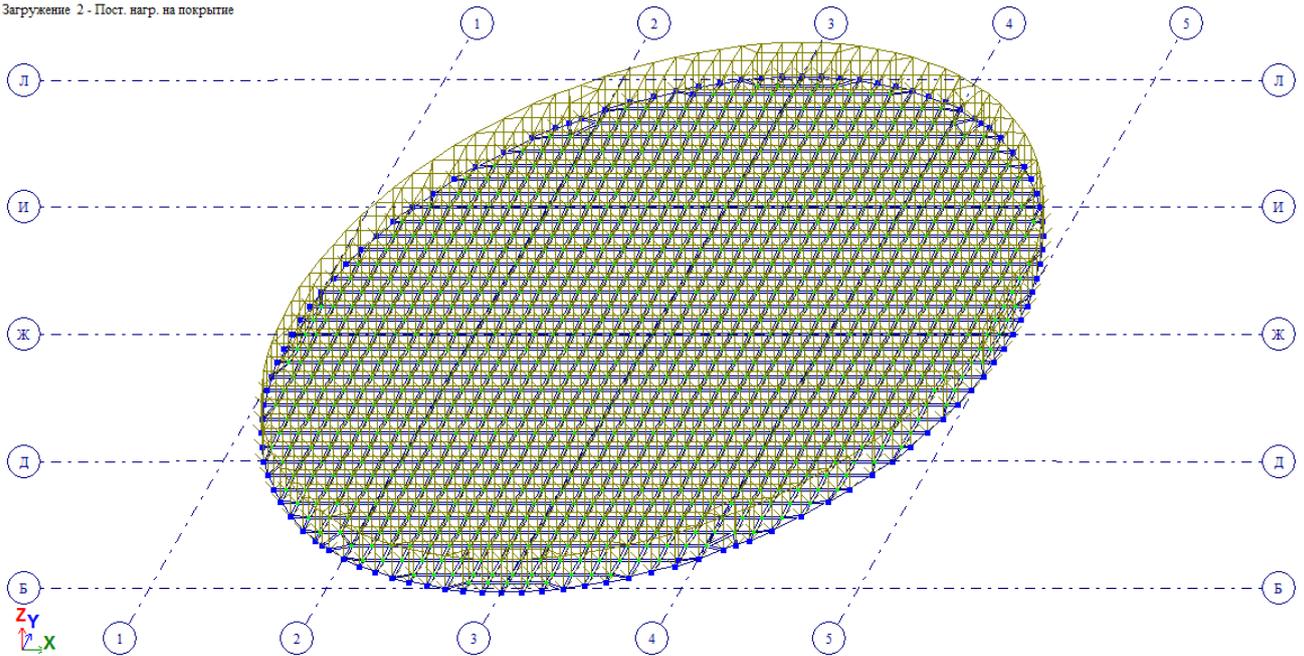


Рис. 2.6. Равномернораспределенная нагрузка на покрытие от загрузки 2

Параметры РСУ

Таблица 2.2

Параметры РСУ									
							Соп. загр.		
№ загр.	Имя загрузки	Вид	Объед. загр.	Знакоперем.	Взаимоискл.	#1	#2	Коэф.надежн.	Доля длит.
1	. Собственный ве	Постоянная (П)		+				1.100	1.000
2	ст. нагр. на покр	Постоянная (П)		+				1.100	1.000
3	Снегов. нагр.	Кратковременная (К)		+				1.200	0.350

Коэффициенты для РСН

Таблица 2.3

Коэффициенты для РСН									
№ сочет.	№ загр.	№ состав.	Имя загрузки	Вид	Взаимоискл.	Знакоперем.	Коэф.надежн.	Доля длит.	Коэффициент
1	1	-	. Собственный ве	Постоянная (П)		+	1.10	1.00	1.000
1	2	-	т. нагр. на покр	Постоянная (П)		+	1.10	1.00	1.000
1	3	-	Снегов. нагр.	Кратковременная (К)		+	1.20	0.35	1.000
2	1	-	. Собственный ве	Постоянная (П)		+	1.10	1.00	0.909
2	2	-	т. нагр. на покр	Постоянная (П)		+	1.10	1.00	0.909
2	3	-	Снегов. нагр.	Кратковременная (К)		+	1.20	0.35	0.833

2.1.4. Результаты расчета

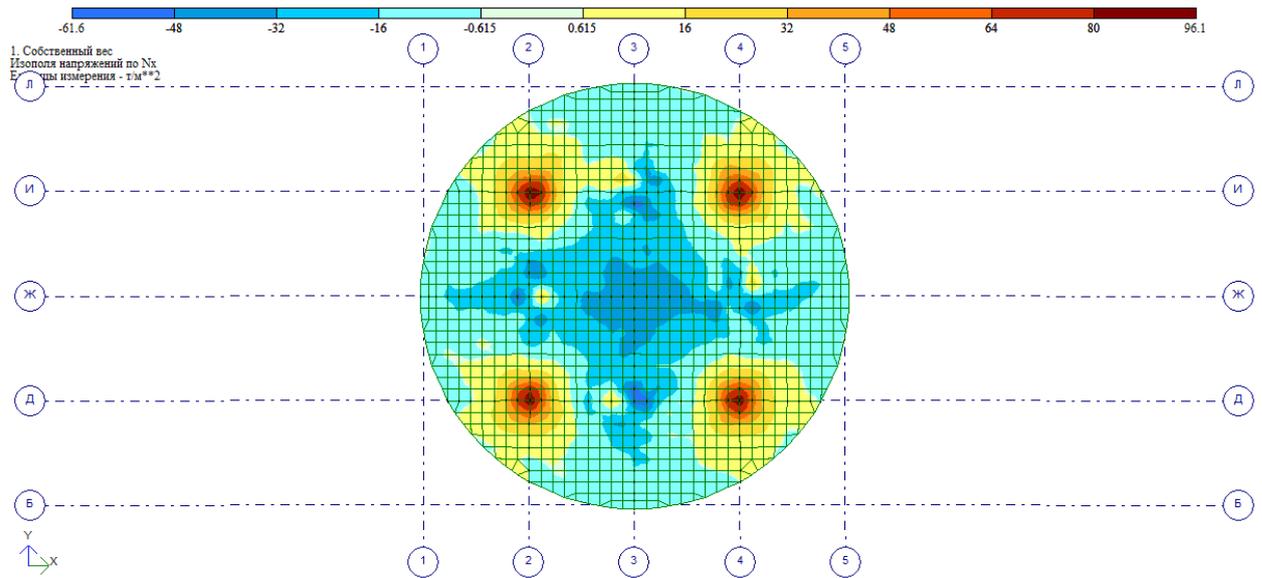


Рис. 2.7. Изополю напряжений по N_x плиты ПЛ1

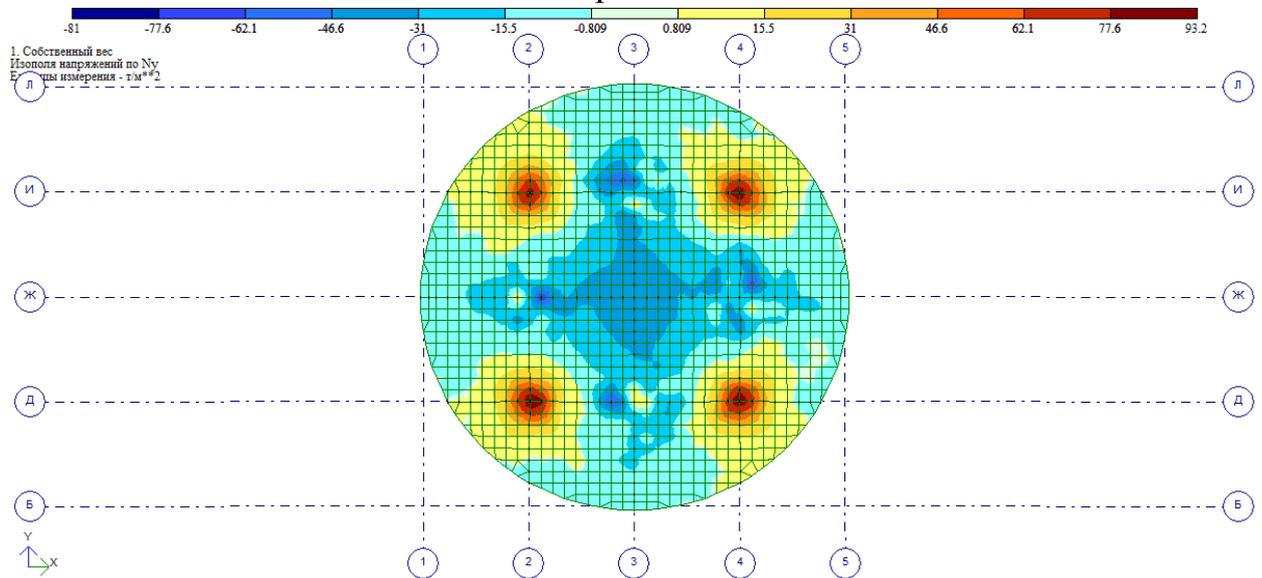


Рис. 2.8. Изополю напряжений по N_y плиты ПЛ1

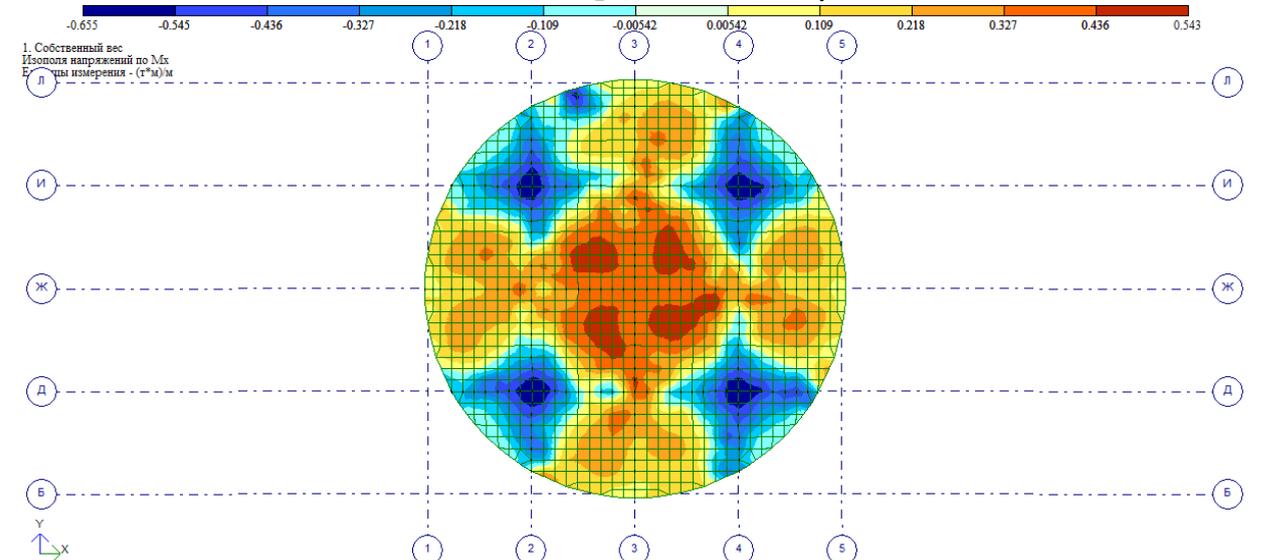


Рис. 2.9. Изополю напряжений по M_x плиты ПЛ1

Максимальные положительные величины изополей напряжений по N_x расположены на пересечении осей 2/Д, 2/И, 4/Д и 4/И и составляют $96,1 \text{ т/м}^2$. Максимальная отрицательная величина изополей напряжений по N_x расположена в осях 2-4/Д-И и составляет $-61,6 \text{ т/м}^2$. По всему периметру опирания плиты на кирпичную стену изополя напряжений равны -16 т/м^2 . (см. рис.2.7).

Максимальные положительные величины изополей напряжений по N_y расположены на пересечении осей 2/Д, 2/И, 4/Д и 4/И и составляют $93,2 \text{ т/м}^2$. Максимальная отрицательная величина изополей напряжений по N_y расположена в осях 2-4/Д-И и составляет -81 т/м^2 . По всему периметру опирания плиты на кирпичную стену изополя напряжений равны $-46,6 \text{ т/м}^2$. (см. рис. 2.8).

Максимальные отрицательные величины изополей напряжений по M_x расположены на пересечении осей 2/Д, 2/И, 4/Д и 4/И и составляют $-0,655 \text{ (т*м)/м}$. Максимальная положительная величина изополей напряжений по M_x расположена в осях 2-4/Д-И и составляет $0,543 \text{ (т*м)/м}$. По всему периметру опирания плиты на кирпичную стену изополя напряжений изменяются от $-0,327 \text{ (т*м)/м}$ до $0,218 \text{ (т*м)/м}$. (см. рис. 2.9).

Максимальные отрицательные величины изополей напряжений по M_y расположены на пересечении осей 2/Д, 2/И, 4/Д и 4/И и составляют $-0,845 \text{ (т*м)/м}$. Максимальная положительная величина изополей напряжений по M_y расположена в осях 2-4/Д-И и составляет $0,596 \text{ (т*м)/м}$. По всему периметру опирания плиты на кирпичную стену изополя напряжений изменяются от $-0,338 \text{ (т*м)/м}$ до $0,169 \text{ (т*м)/м}$. (см. рис. 2.10).

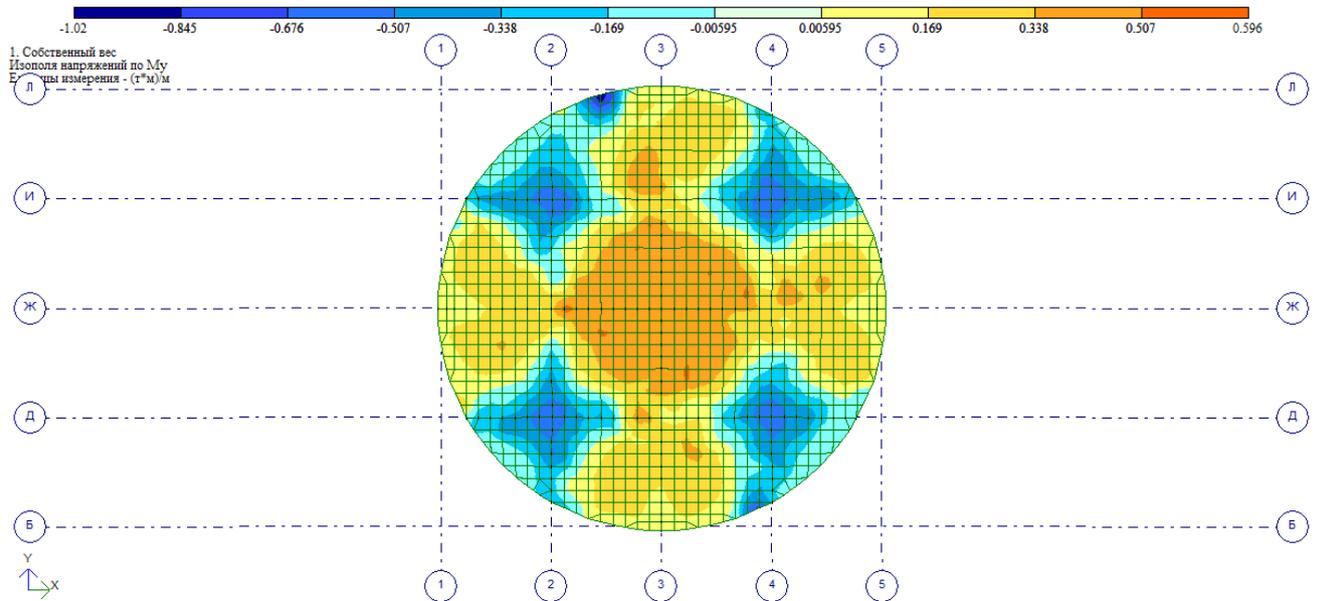


Рис. 2.10. Изополя напряжений по M_y плиты ПЛ1

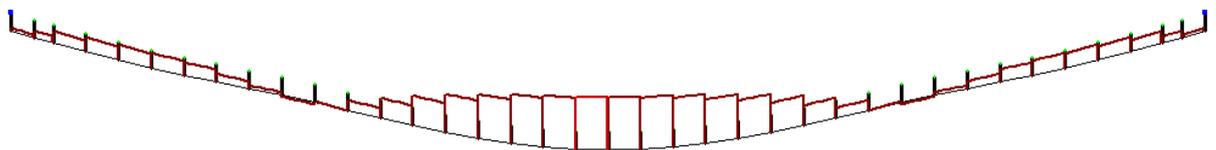


Рис. 2.11. Эпюра N балки Б.1 ($N_{min} = -1,34 \text{ м}$; $N_{max} = 25,84 \text{ м}$)

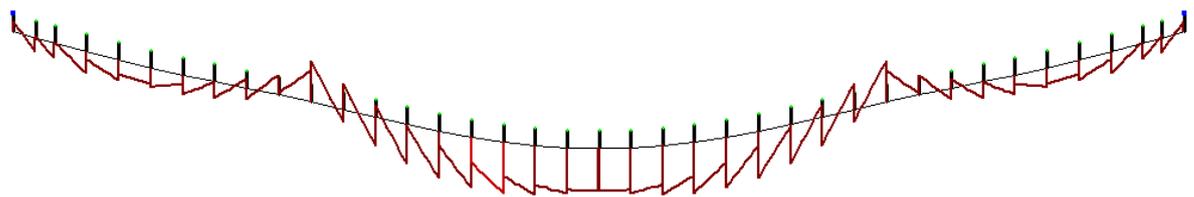


Рис. 2.12. Эпюра M_y балки Б.1 ($M_{y,min} = -1,32 \text{ м}\cdot\text{м}$; $M_{y,max} = 1,66 \text{ м}\cdot\text{м}$)

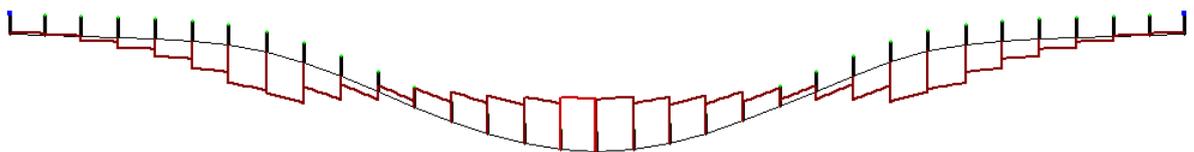


Рис. 2.13. Эпюра N балки Б.2 ($N_{min} = -32,79 \text{ м}$; $N_{max} = 41,29 \text{ м}$)

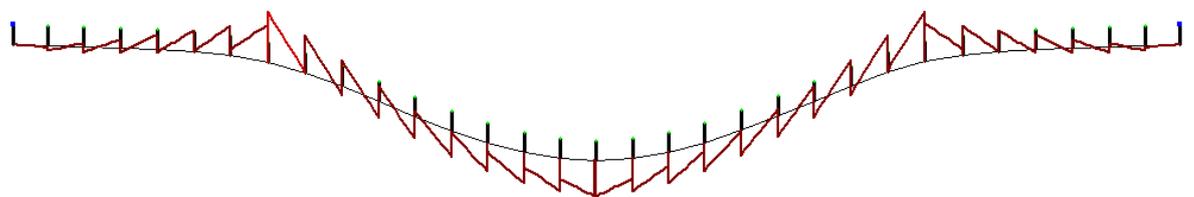


Рис. 2.14. Эпюра M_y балки Б.2 ($M_{y,min} = -4,58 \text{ м}\cdot\text{м}$; $M_{y,max} = 3,31 \text{ м}\cdot\text{м}$)



Рис. 2.15. Эпюра N
колонны К.1
($N_{min} = - 37,43 \text{ т}$)



Рис. 2.16. Эпюра Q_z
колонны К.1
($Q_{z, min} = 0,36 \text{ т}\cdot\text{м}$)



Рис. 2.17. Эпюра M_y
колонны К.1
($M_{y, max} = 0,93 \text{ т}\cdot\text{м};$
 $M_{y, min} = -1,88 \text{ т}\cdot\text{м}$)

2.1.5. Расчёт прогибов плиты

Расчёт по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб от внешней нагрузки,

f_u – предельно допустимый прогиб.

Для конструкций покрытия предельно допустимый прогиб определяется по формуле:

$$f_u = \frac{1}{150} \cdot l = \frac{1}{150} \cdot 4500 = 30 \text{ мм}$$

Для более точной оценки распределения усилий в элементах конструктивной системы принимаем уточненные значения жесткостей с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов (колонн К.1); 0,2 – для балок Б.1, Б.2 и плиты покрытия ПЛ.1, поскольку горизонтальные перемещения напрямую зависят от жесткостных свойств элементов. Уточненный модуль упругости для балок Б.1, Б.2 и плиты покрытия ПЛ.1 равен $E=612000 \text{ т/м}^2$, а для колонн К.1 – $E=1,836\text{e}+006 \text{ т/м}^2$.

Прогиб от внешней нагрузки $f = 28,3 \text{ мм}$.

$$f = 28,3 \text{ мм} < f_{ult} = 30 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

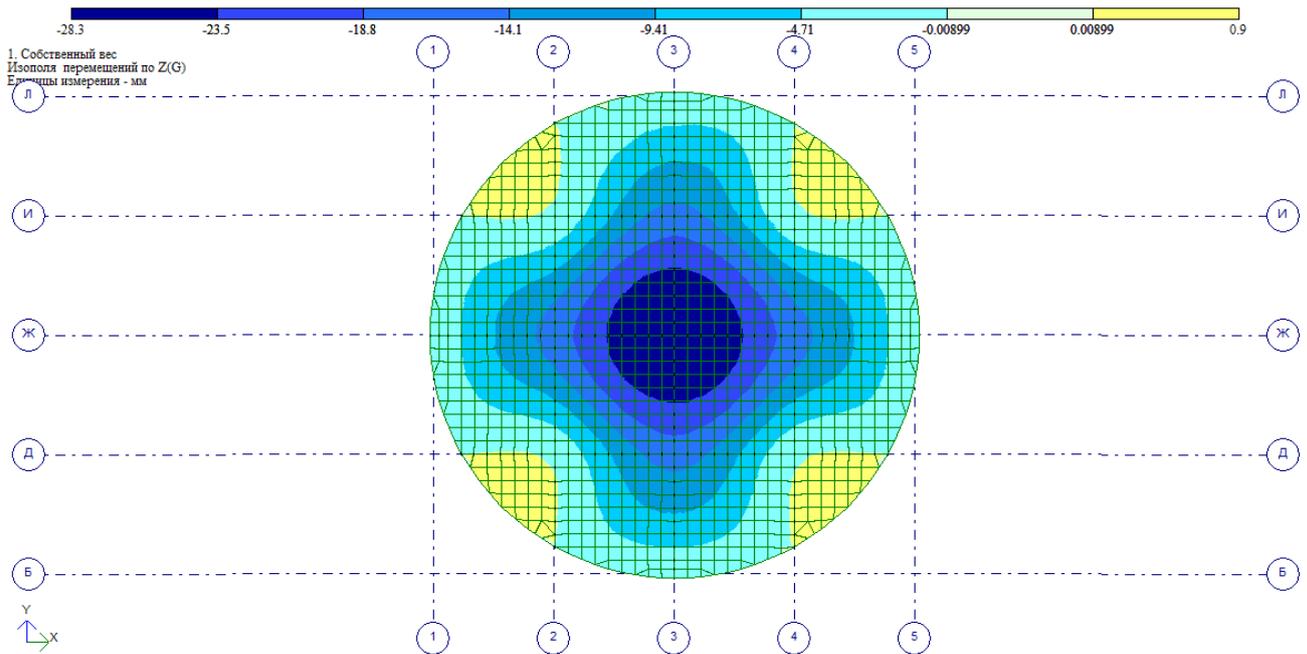


Рис. 2.18. Изополюс перемещений по Z

2.1.6. Армирование монолитных конструкций

Армирование плиты покрытия ПЛ1.

Для армирования монолитной плиты покрытия используем арматуру класса А500.

Для покрытия применяем два слоя фоновое армирование. По конструктивным требованиям диаметр арматуры для данного вида армирования принимаем равным $\varnothing 10$ мм и шаг стержней $s=200$ мм.

Расчет дополнительного армирования плиты покрытия ПЛ.1 выполняем с использованием ПК «ЛИРА 9.6» и ПК «ЛИР-АРМ».

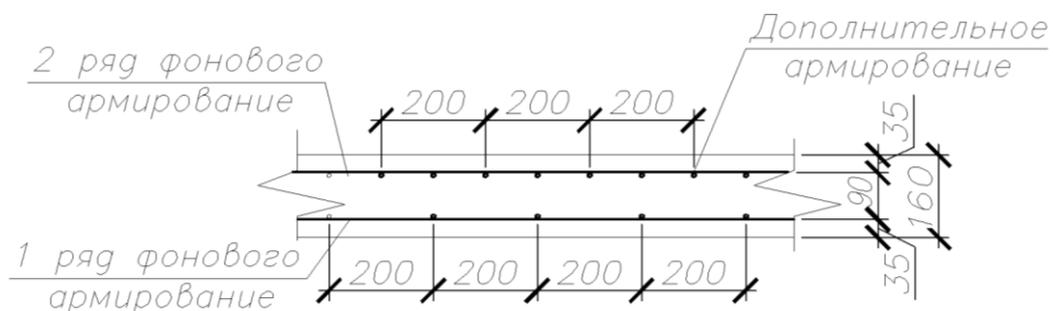


Рис. 2.19. Армирование плиты покрытия ПЛ.1

cm²/m 0 s200d10 s200d10+s200d10
 3.92 7.85
 Площадь арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 858

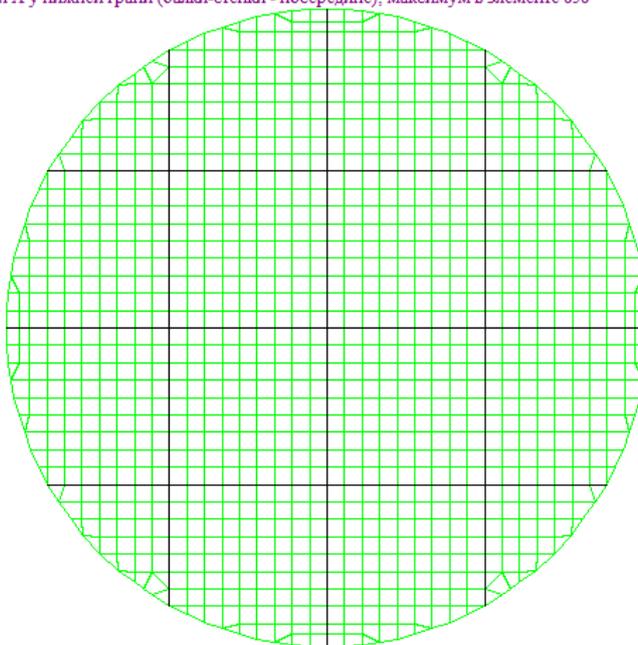


Рис. 2.20. Площадь арматуры на 1 м по оси X у нижней грани

cm²/m 0 s200d10 s200d10+s200d10
 3.92 7.85
 Площадь арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 1091

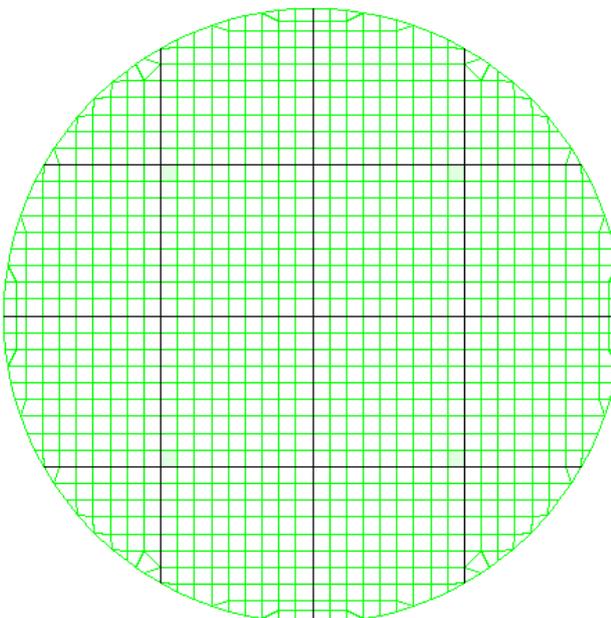


Рис. 2.21. Площадь арматуры на 1 м по оси Y у нижней грани

Рассчитаем длину анкеровки дополнительной арматуры, располагаемой по оси Y у нижней грани:

$$l_{on} = \lambda \cdot d \frac{A_s^p}{A_s}$$

где λ – относительная длина анкеровки арматуры. Определяем по табл. 3.3 [22]. При арматуре А500, В25 и $\alpha = 1,0$ находим $\lambda = 41$.

d – диаметр дополнительной арматуры.

A_s^p – расчетная площадь дополнительной арматуры.

A_s^ϕ – фактическая площадь дополнительной арматуры.

$$l_{on} = 41 \cdot 10 \cdot \frac{5,66 \text{ см}^2}{7,85 \text{ см}^2} = 296 \text{ мм},$$

Принимаем $l_{on} = 300 \text{ мм}$.

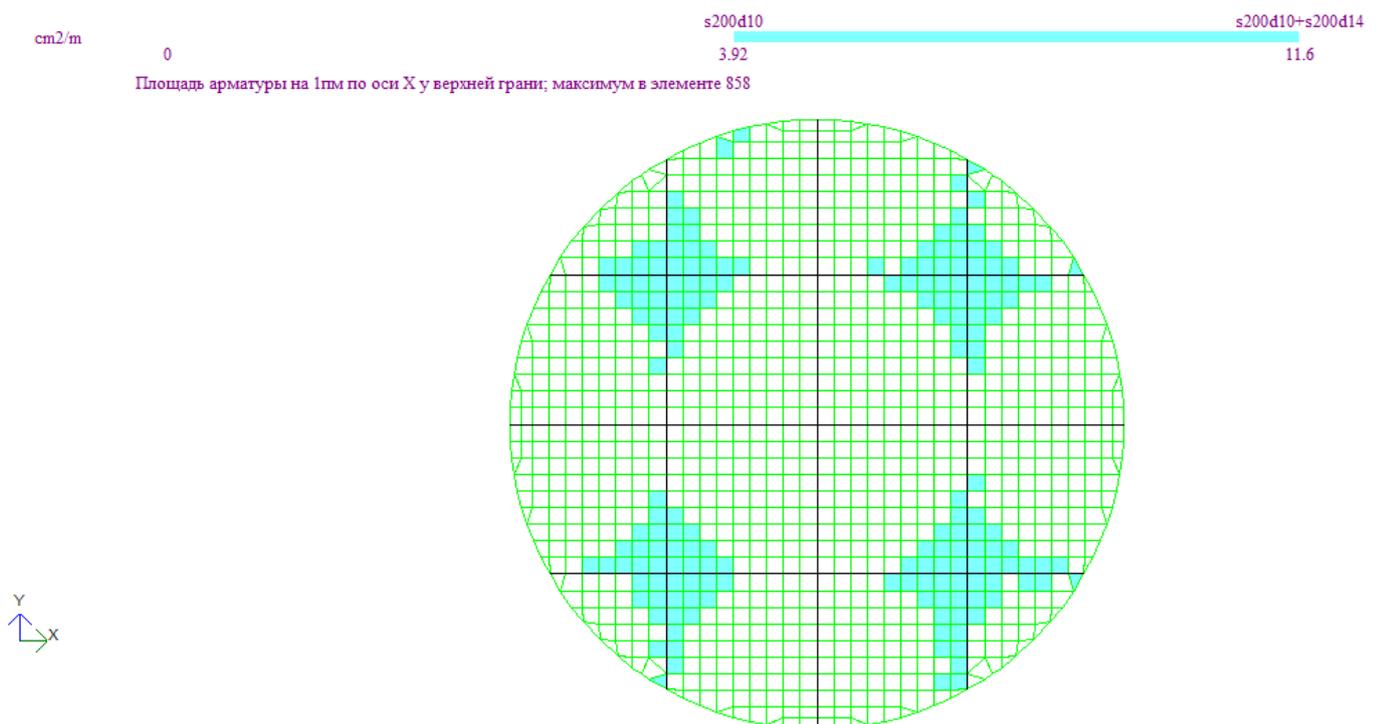


Рис. 2.22. Площадь арматуры на 100 мм по оси X у верхней грани

Рассчитаем длину анкеровки дополнительной арматуры, располагаемой по оси X у верхней грани:

$$l_{on} = \lambda \cdot d \cdot \frac{A_s^p}{A_s^\phi} = 41 \cdot 14 \cdot \frac{7,69 \text{ см}^2}{11,60 \text{ см}^2} = 380 \text{ мм}.$$

Принимаем $l_{on} = 400 \text{ мм}$.

Рассчитаем длину анкеровки дополнительной арматуры, располагаемой по оси Y у верхней грани:

$$l_{on} = \lambda \cdot d \cdot \frac{A_s^p}{A_s^\phi} = 41 \cdot 14 \cdot \frac{7,69 \text{ см}^2}{11,60 \text{ см}^2} = 380 \text{ мм}.$$

Принимаем $l_{on} = 400 \text{ мм}$.

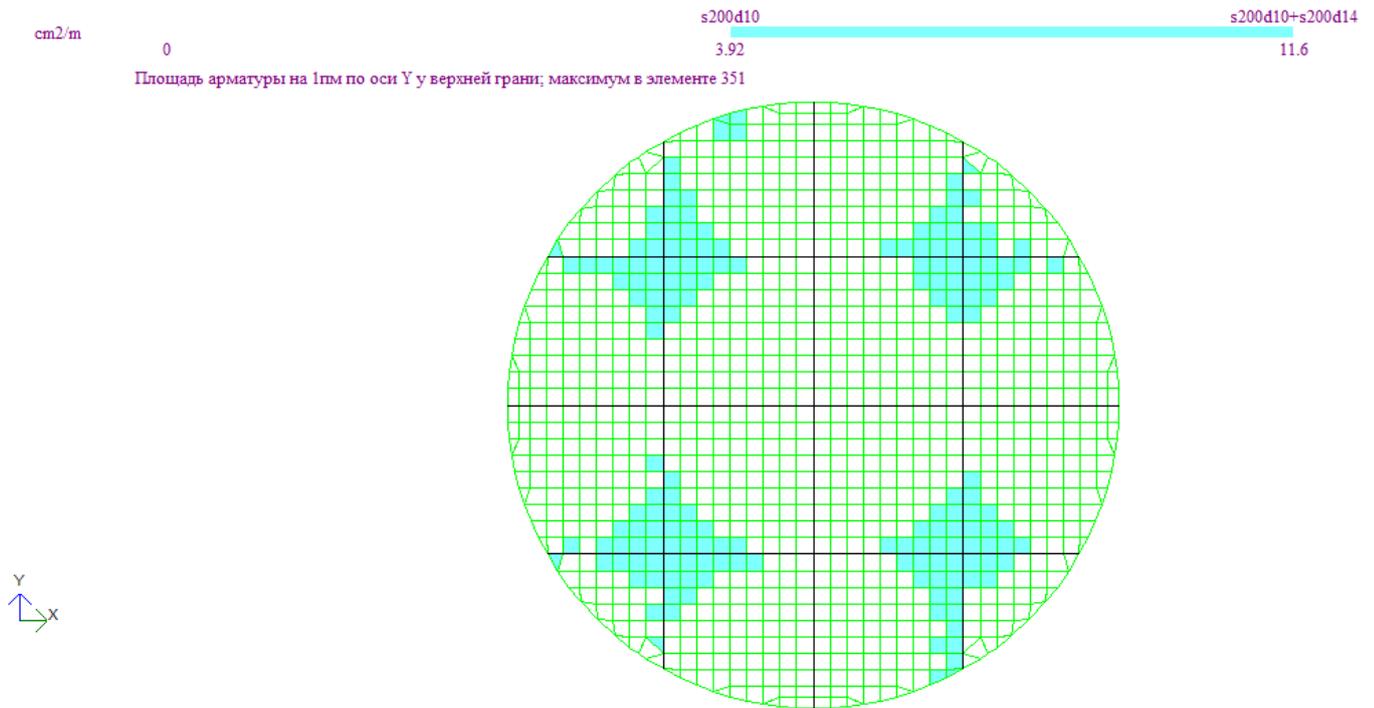


Рис. 2.23. Площадь арматуры на 1 м по оси Y у верхней грани

Армирование балок Б.1 и Б.2

Расчет несущей способности и армирование балок Б.1 и Б.2 выполняем с использованием ПК «ЛИРА 9.6» и ПК «ЛИР-АРМ».

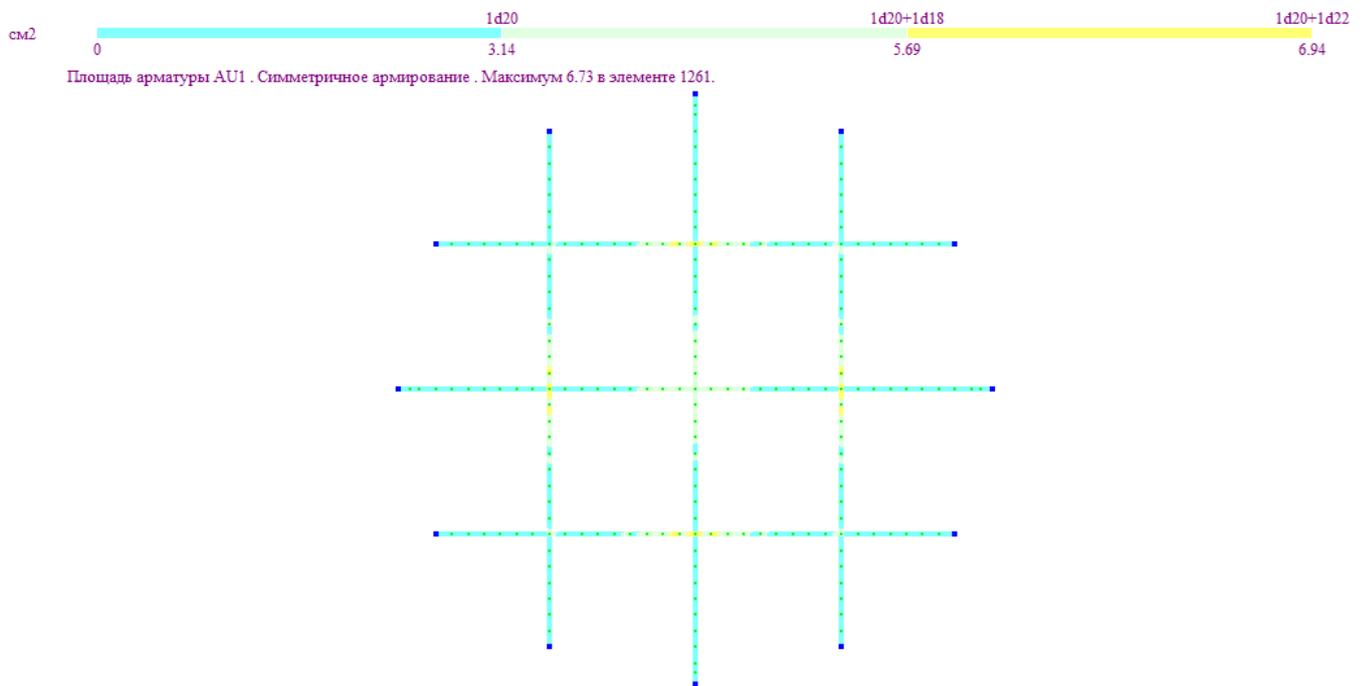


Рис. 2.24. Площадь арматуры AU1

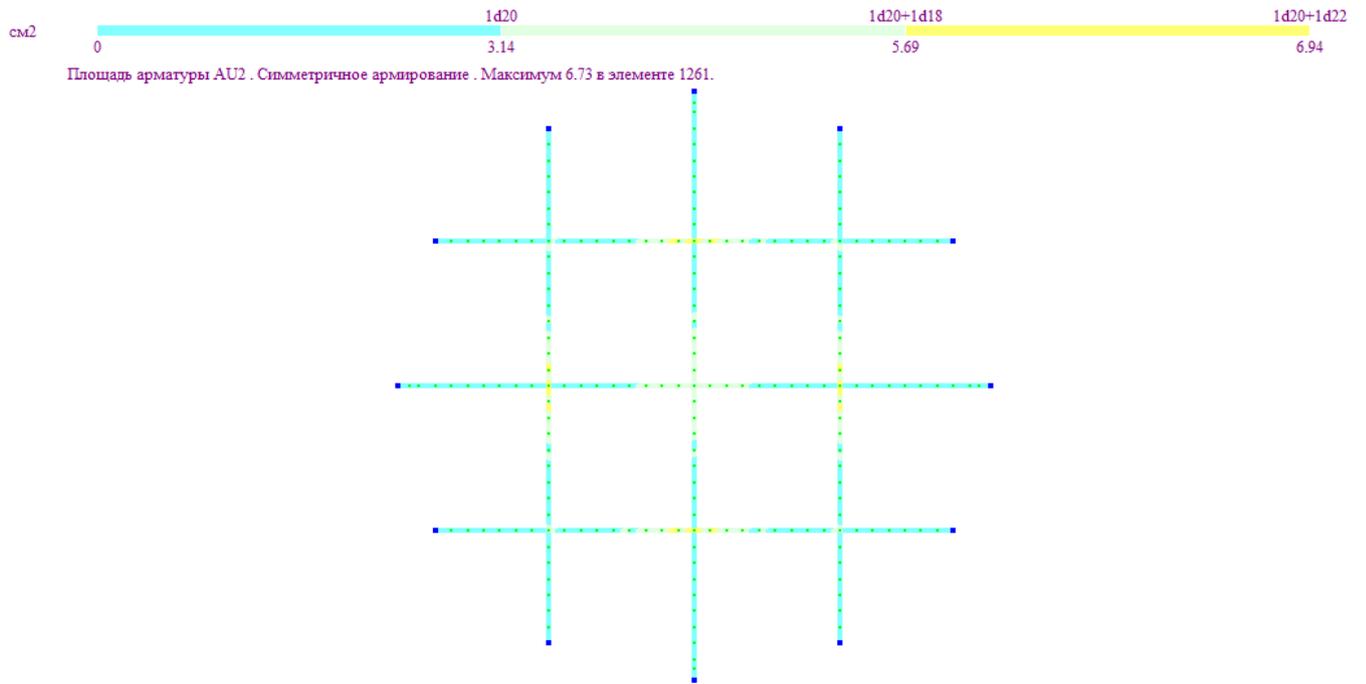


Рис. 2.25. Площадь арматуры AU2

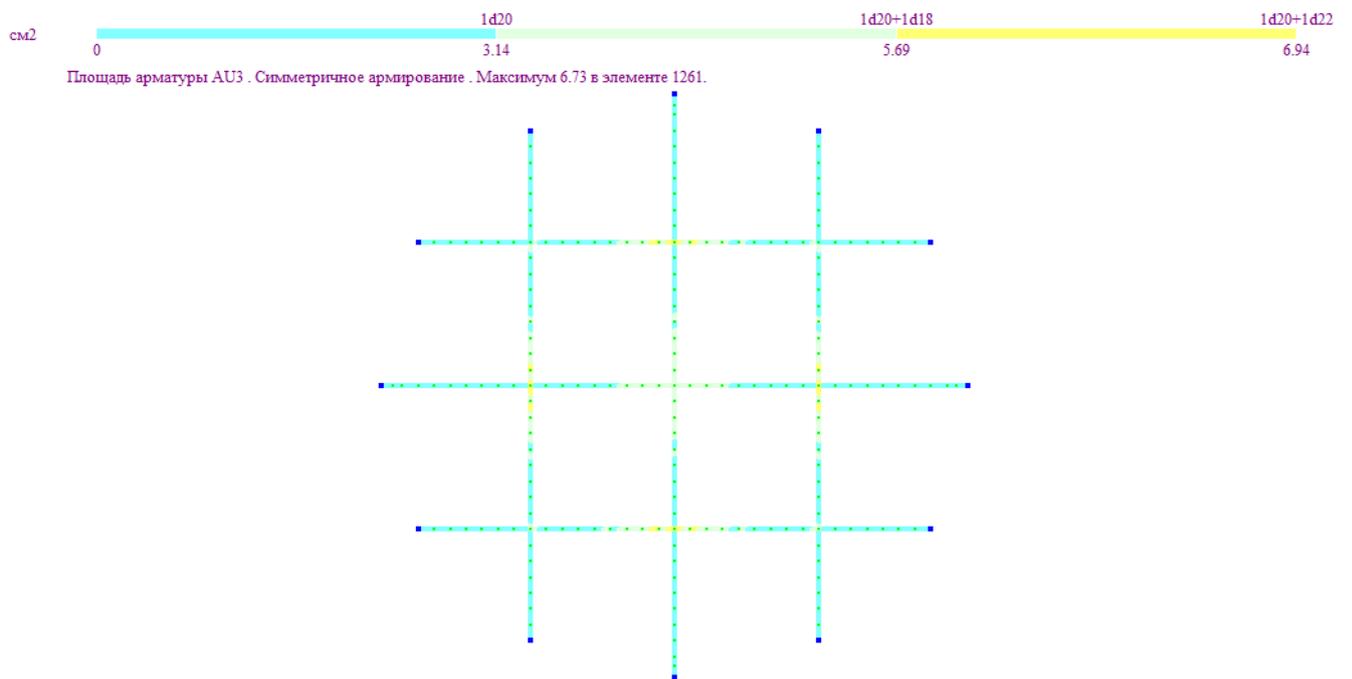


Рис. 2.26. Площадь арматуры AU3

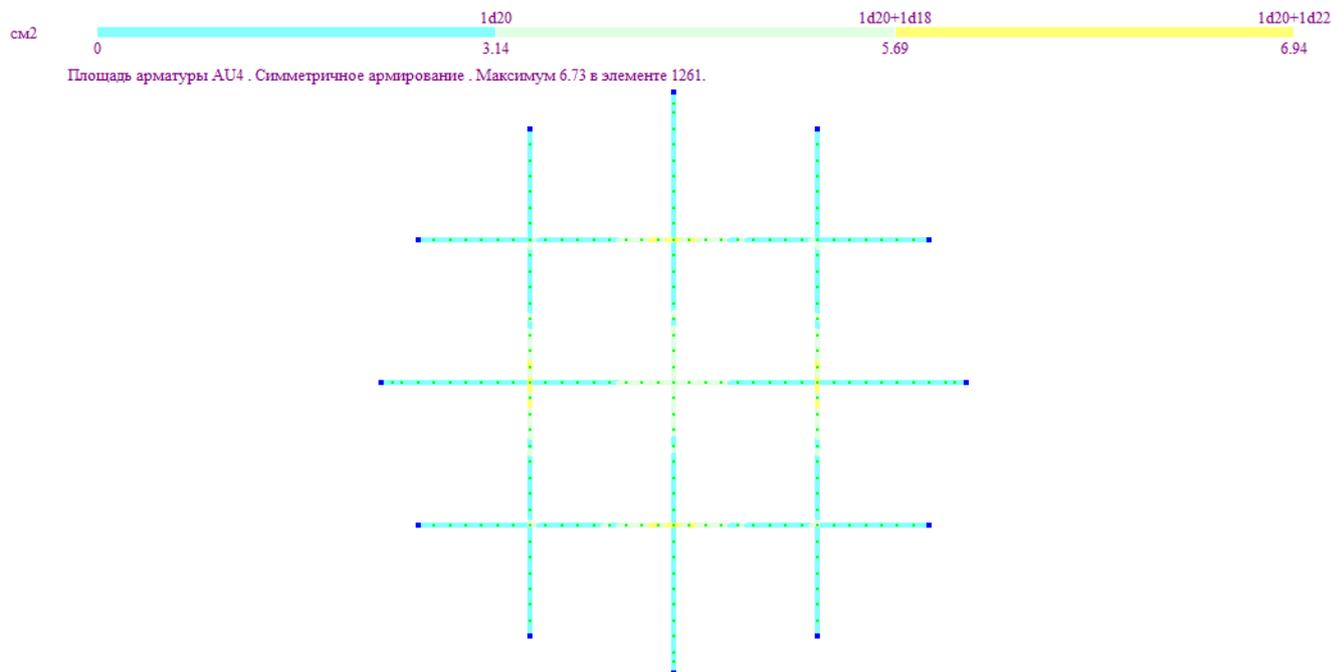


Рис. 2.27. Площадь арматуры AU4

Рассчитаем длину анкеровки дополнительной арматуры в балке Б.1, располагаемой в местах максимального изгиба:

$$l_{on} = \lambda \cdot d \frac{A_S^p}{A_S^\phi},$$

где λ – относительная длина анкеровки арматуры. Определяем по табл. 3.3 [19]. При арматуре А500, В25 и $\alpha = 1,0$ находим $\lambda = 41$.

d – диаметр дополнительной арматуры.

A_S^p – расчетная площадь дополнительной арматуры.

A_S^ϕ – фактическая площадь дополнительной арматуры.

$$l_{on} = 41 \cdot 22 \cdot \frac{(3,92 - 3,14) \text{ см}^2}{(6,94 - 3,14) \text{ см}^2} = 186 \text{ мм},$$

Принимаем $l_{on} = 250$ мм.

Рассчитаем длину анкеровки дополнительной арматуры в балке Б.2, располагаемой в местах максимального изгиба:

$$l_{on} = 41 \cdot 18 \cdot \frac{(3,57 - 3,14) \text{ см}^2}{(5,69 - 3,14) \text{ см}^2} = 153 \text{ мм},$$

Принимаем $l_{on} = 170$ мм.

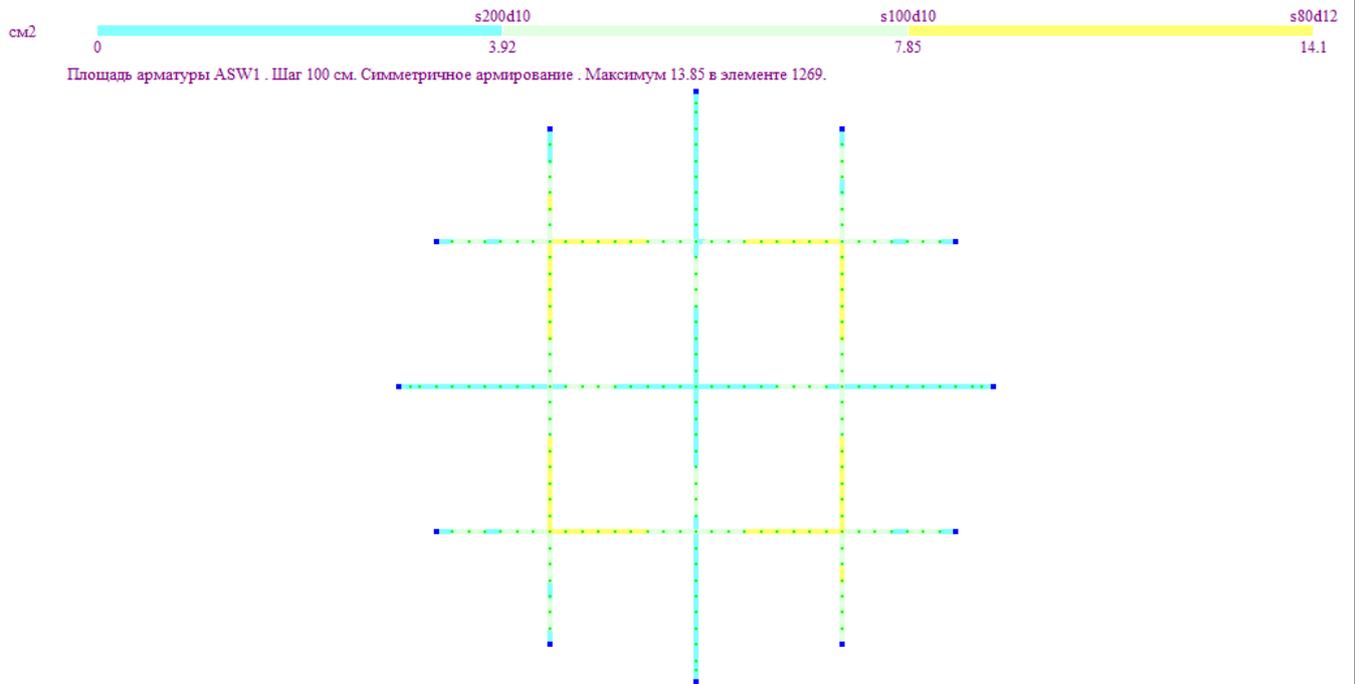


Рис. 2.28. Площадь арматуры AW1

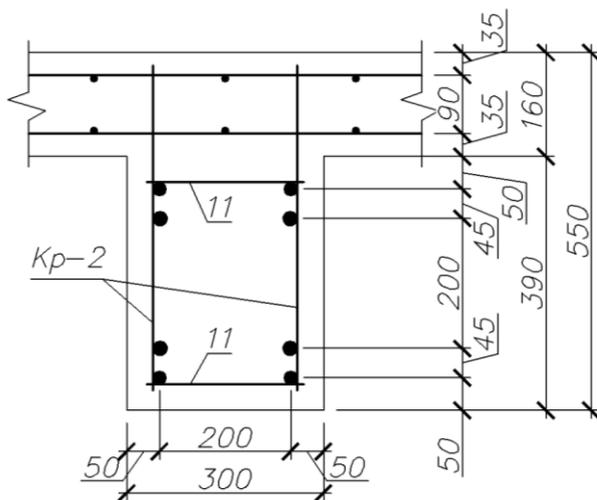


Рис. 2.29. Армирование балки Б.1

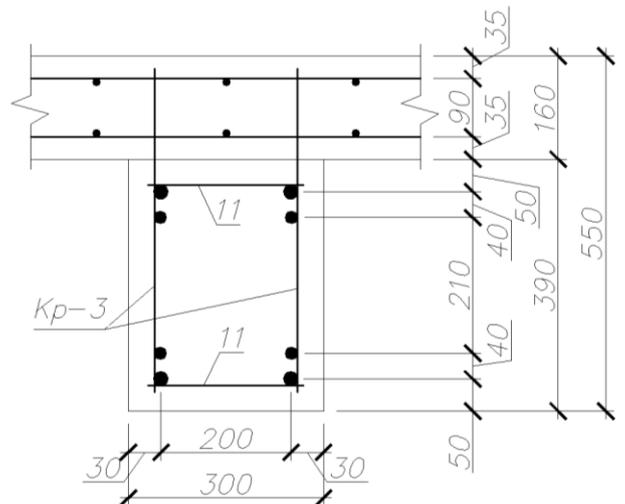


Рис. 2.30. Армирование балки Б.2

Конструирование колонны К.1

Колонну принимаем сечением 400x400 мм.

Колонна армируется при помощи каркаса Кр-1 с продольной рабочей арматурой А500 и поперечной А240 с шагом 200 мм.

Армирование колонны К.1

Таблица 2.4

Сече ние	Симме трия	Продольная арматура, см**2								%	Поперечная		Шир.трещ. мм	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4		ASW1	ASW2	кратк	длит
Стержень 1309; Прямоугольник; В=40.00; Н=40.00 см; L=7.89 м														
Бетон В25; Арматура: продольная А500; поперечная А240														
1	С	1,36	1,36	1,36	1,36					0,34			0,19	0,17
		1,36	1,36	1,36	1,36					0,34				
	*													
2	С	1,04	1,04	1,04	1,04					0,26			0,1	0,09
		1,04	1,04	1,04	1,04					0,26				
	*													
3	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
	*													
4	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
	*													
5	С	0,08	0,08	0,08	0,08					0,02			0	0
		0,08	0,08	0,08	0,08					0,02				
	*													
6	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
	*													
7	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
Стержень 1310; Прямоугольник; В=40.00; Н=40.00 см; L=7.89 м														
Бетон В25; Арматура: продольная А500; поперечная А240														
1	С	1,36	1,36	1,36	1,36					0,34			0,18	0,16
		1,36	1,36	1,36	1,36					0,34				
2	С	1,04	1,04	1,04	1,04					0,26			0,1	0,08
		1,04	1,04	1,04	1,04					0,26				
3	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
4	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
5	С	0,08	0,08	0,08	0,08					0,02			0	0
		0,08	0,08	0,08	0,08					0,02				
6	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
7	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
Стержень 1311; Прямоугольник; В=40.00; Н=40.00 см; L=7.89 м														
Бетон В25; Арматура: продольная А500; поперечная А240														
1	С	1,36	1,36	1,36	1,36					0,34			0,18	0,16
		1,36	1,36	1,36	1,36					0,34				
2	С	1,04	1,04	1,04	1,04					0,26			0,1	0,08
		1,04	1,04	1,04	1,04					0,26				
3	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
4	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
5	С	0,08	0,08	0,08	0,08					0,02			0	0
		0,08	0,08	0,08	0,08					0,02				
6	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
7	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
Стержень 1312; Прямоугольник; В=40.00; Н=40.00 см; L=7.89 м														
Бетон В25; Арматура: продольная А500; поперечная А240														
1	С	1,36	1,36	1,36	1,36					0,34			0,19	0,17
		1,36	1,36	1,36	1,36					0,34				
	*													
2	С	1,04	1,04	1,04	1,04					0,26			0,1	0,09
		1,04	1,04	1,04	1,04					0,26				
	*													
3	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
	*													
4	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
	*													
5	С	0,08	0,08	0,08	0,08					0,02			0	0
		0,08	0,08	0,08	0,08					0,02				
	*													
6	С	0,32	0,32	0,32	0,32					0,08			0,1	0,09
		0,32	0,32	0,32	0,32					0,08				
	*													
7	С	0,64	0,64	0,64	0,64					0,16			0,1	0,09
		0,64	0,64	0,64	0,64					0,16				
	*													

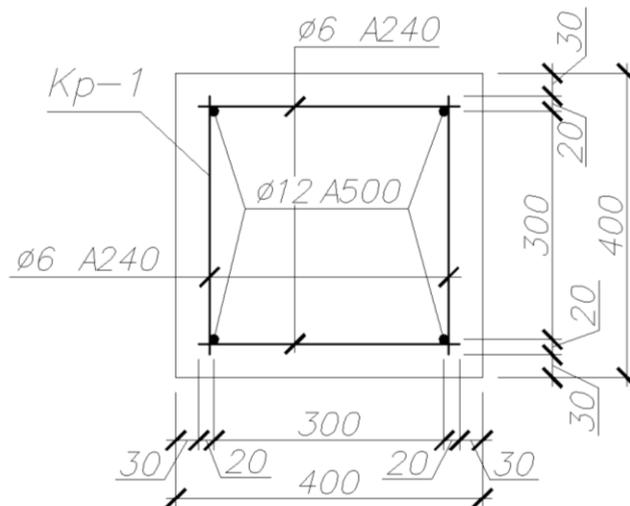


Рис. 2.31. Армирование колонны К.1

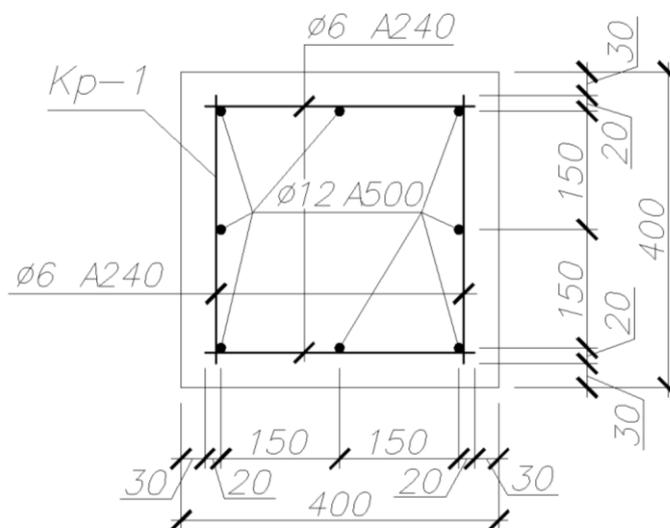


Рис. 2.32. Армирование колонны К.1 под балкой Б.1 и Б.2

Расчетная длина колонны:

$$l_0 = \mu H = 0,7 \cdot 7,89 = 5,523 \text{ м.}$$

Вычисляем гибкость колонны:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{5,523}{0,4} = 13,81.$$

Вычисляем фактический процент армирования колонны К.1

$$\mu_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{4 \cdot 1,131}{40 \cdot 35} \cdot 100\% = 0,32\%.$$

Максимальный процент армирования $\mu_{max} = 3 \%$.

Минимальный процент армирования при $10 \leq \lambda < 25$ составляет $\mu_{min} = 0,2 \%$.

$$\mu_{min} = 0,2 \% < \mu_l = 0,32 \% < \mu_{max} = 3 \%$$

Условие выполняется.

Вычисляем фактический процент армирования колонны К.1 в месте опирания балки

$$\mu_2 = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{8 \cdot 1,131}{40 \cdot 35} \cdot 100\% = 0,32\%.$$

Максимальный процент армирования $\mu_{max} = 3 \%$.

Минимальный процент армирования при $10 \leq \lambda < 25$ составляет $\mu_{min} = 0,2 \%$.

$$\mu_{min} = 0,2 \% < \mu_l = 0,32 \% < \mu_{max} = 3 \%$$

Условие выполняется.

2.2. Проектирование многопустотной плиты перекрытия безопалубочного формования

Плита перекрытия изготавливается в заводских условиях из тяжёлого бетона класса В30, подвергнутого термовлажностной обработке (ТВО). Плиты, изготовленные по технологии непрерывного безопалубочного формования.

Продольная рабочая арматура – преднапряженная класса Вр-1400 (марка стали 23Х2Г2Т).

Нормативное сопротивление арматуры Вр-1400 $R_{sn} = 1400$ МПа; расчетное сопротивление $R_s = 1170$ МПа; модуль упругости $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа.

Бетон тяжелый класса В30. Нормативная призмная прочность $R_{bn} = R_{b,ser} = 17$ МПа, расчетная $R_b = 22$ МПа, коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$; нормативное сопротивление при растяжении $R_{bth} = R_{bt,ser} = 1,75$ МПа, расчетное $R_{bt} = 1,15$ МПа, начальный модуль упругости бетона $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа.

2.2.1. Определение размеров и расчётного пролёта плиты

Конструктивная длина плиты $\ell = 5880$ мм. Расчётный пролёт плиты перекрытия $\ell_0 = 6280 - c_1 - c_2 = 5880 - 140 - 160 = 5580$ мм,

где $c_1 = 140$ мм, $c_2 = 160$ мм – длина опирания плиты.

Высота сечения плиты безопалубочного формования:

$$h \approx \frac{\ell_0}{30} = \frac{588}{30} \approx 22 \text{ см}; \text{ принимаем } h = 22 \text{ см.}$$

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 22 - 2,3 = 19,7$ см.

Плита имеет 8 пустот. Толщина верхней полки составит 2,8 см, а нижней – 3,0 см. Ширина средних рёбер - 4,1 см, крайних 4,15 см.

Толщина сжатой полки таврового сечения $h_f = 2,8$ см; отношение $\frac{h_f^1}{h_f} = \frac{2,8}{22} = 0,13 > 0,1$, при этих условиях в расчёт вводится вся ширина полки $b_f^1 = 116$ см; расчётная ширина ребра

$$b = 4,1 \cdot 7 + 4,15 \cdot 2 = 37,0 \text{ см.}$$

2.2.2. Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Сбор нагрузок от перекрытия на 1 м²

Таблица 2.5

№	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф - т надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4	5
	Постоянная			
1	Линолеум	0,06	1,3	0,078
2	Цементно–песчаная стяжка М150 $\delta=0,04$ м	0,72	1,3	0,936
3	Минераловатная плита $\delta=0,07$ м	0,07	1,3	0,091
4	Многopустотная плита $\delta=0,22$ м	3	1,1	3,3
	Итого:	3,85		4,405
	Временная			
5	Длительная	2,5	1,2	3
6	Полезная нагрузка	2	1,2	2,4
	Итого:	4,5		5,4
	Всего:	8,35		9,805

Расчётная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n=0,95$ при номинальной ширине плиты 1,195 м.

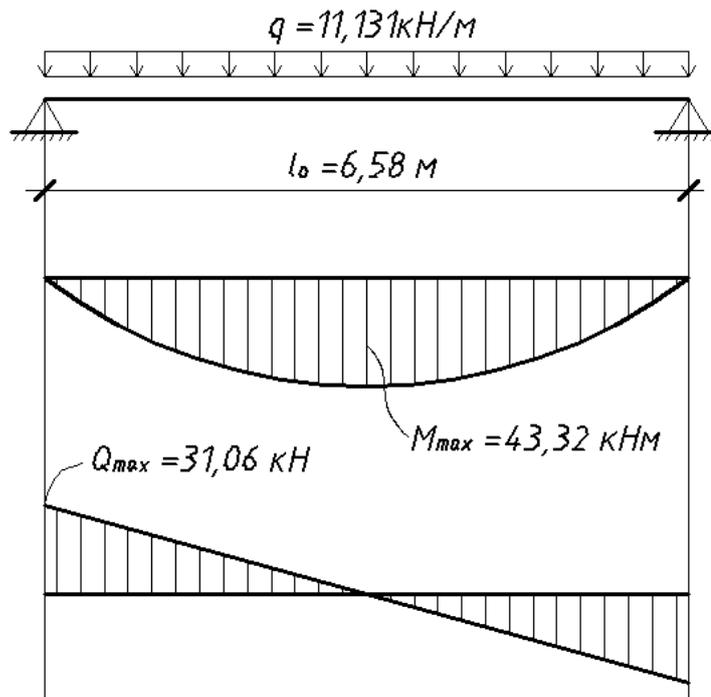


Рис.2.33. Расчетная схема многопустотной плиты и эпюры усилий

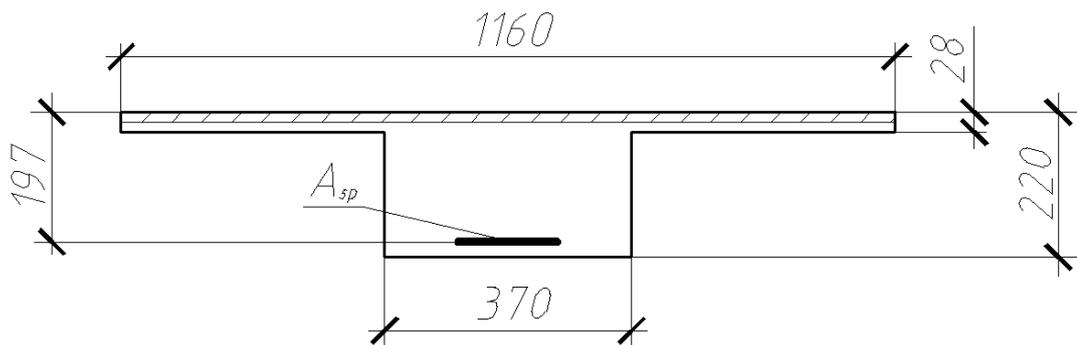


Рис.2.34. Расчётное сечение для расчётов по 1-ой группе предельных состояний

Постоянная нагрузка $g = 4,405 \times 1,195 \times 0,95 = 5,001 \text{ кН/м}$.

Временная $v = 5,4 \times 1,195 \times 0,95 = 6,130 \text{ кН/м}$.

Полная $q = (g + v) = 9,805 \times 1,195 \times 0,95 = 11,131 \text{ кН/м}$.

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная $g^n = 3,85 \times 1,195 \times 0,95 = 4,371 \text{ кН/м}$.

- полная $q^n = (g^n + v^n) = 8,35 \times 1,195 \times 0,95 = 9,479 \text{ кН/м}$.

- постоянная и длительная $6,35 \times 1,195 \times 0,95 = 7,209 \text{ кН/м}$.

Усилия для расчётов по предельным состояниям первой группы:
от расчетных нагрузок

$$M = \frac{q\ell_0^2}{8} = \frac{11,131 \times 6,58^2}{8} = 43,32 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{q\ell_0}{2} = \frac{11,131 \times 5,58}{2} = 31,06 \text{ кН}.$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям второй группы:

От полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{9,479 \times 5,58^2}{8} = 36,89 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

От постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{7,209 \times 5,58^2}{8} = 28,06 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2.2.3. Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы

Расчёт прочности нормальных сечений плиты

Расчётной схемой в стадии эксплуатации является шарнирно опёртая балка. Расчётное сечение таврового профиля с полкой в сжатой зоне. Изгибающий момент от полных нагрузок $M = 43,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Размеры сечения $h = 22 \text{ см}$, $b_f^l = 116 \text{ см}$, $b = 37,0 \text{ см}$, $h_f^l = 2,8 \text{ см}$. Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани $a \geq 20 + \emptyset/2$. Предполагаемый диаметр арматуры $\emptyset = 5 \text{ мм}$, тогда $a = 2,3 \text{ см}$, рабочая высота сечения $h_0 = 19,7 \text{ см}$.

Расчёт прочности выполняется в предположении, что расчётной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется ($A_{sc}=0$); уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp}=0,9$ и с учётом всех потерь равен $\sigma_{sp}/R_s \approx 0,6$.

Величина напряжений обжатия $\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_s \approx 0,6 \cdot 1170 = 702 \text{ МПа}$.

Расчётной схемой для расчёта нормальных сечений плиты является шарнирно опёртая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне $M = 43,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b_f^I \cdot h_f^I \cdot (h_0 - h_f^I / 2) = 17,0 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,028 \cdot (0,197 - 0,028 / 2) = 101,05 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 43,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b_f^I = 1,16 \text{ м}$, $h_f^I = 0,028 \text{ м}$, $h_0 = 0,197 \text{ м}$.

Вычисляем табличный коэффициент α_m

$$\alpha_m = M / R_b \cdot b_f^I \cdot h_0^2 = 43,32 / 17,0 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,197^2 = 0,06.$$

Граница сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,6$ и арматуре Вр-1400

$$\xi_R = 0,36;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - \xi_R / 2) = 0,36 \cdot (1 - 0,36 / 2) = 0,295.$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,06 \leq \alpha_R = 0,295$, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062;$$

$$\xi / \xi_R = 0,062 / 0,36 = 0,172.$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчётное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путём умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,172 = 1,21 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{SP} = \frac{\xi R_b b_f^I h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,062 \cdot 17,0 \cdot 1,16 \cdot 0,197}{1,1 \cdot 1170} = 0,000187 \text{ м}^2 = 1,87 \text{ см}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяем диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 10Ø5 Вр-1400, $A_{sp}=1,96 \text{ см}^2$.

В многопустотных плитах наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более $2h(2 \cdot 220=440 \text{ мм})$ и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно 135 мм < 400 мм. Условие выполняется.

Расчёт прочности наклонных сечений плиты

Расчёт производим из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b,$$

где Q – поперечная расчётная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b

$$Q_b = M_b/c$$

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,148 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,37 \cdot 0,197^2 = 28,44 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учётом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 702 \cdot 10^3 \cdot 1,96 \cdot 10^{-4} = 137,59 \text{ кН}$$

Вычисляем коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot (P/R_b A_1) - 1,16 \cdot (P/R_b A_1)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,0994 - 1,16 \cdot 0,0994^2 = 1,148$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учёта свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,37 \cdot 0,22 = 0,0814 \text{ м}^2;$$

$$P/R_b A_1 = 137,59/17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,0814 = 0,0994.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{28,4}{8,066}} = 1,88 \text{ м}.$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределённой.

$$q_1 = q - 0,5q_v = 11,131 - 0,5 \cdot 6,13 = 8,066 \text{ кН/м}.$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределённой нагрузки определяется по

формуле $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$. При этом должны выполняться условия

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19,7 \text{ см} < c = 188 \text{ см} < 3h_0 = 59,1 \text{ см}.$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем $c = 0,591$ м и вычисляем Q_b ,

$$Q_b = M_b/c = 28,44/0,591 = 48,12 \text{ кН}.$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\max} \geq Q_b \geq Q_{b,\min};$$

$$Q_b = 48,12 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,370 \cdot 0,197 = 41,91 \text{ кН};$$

$$Q_b = 48,12 \text{ кН} < Q_{b,\max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,370 \cdot 0,197 = 209,56 \text{ кН}.$$

Условия выполняются, для дальнейших расчётов принимаем $Q_b = 48,12$ кН.

$$Q = 31,06 \text{ кН} < Q_b = 48,12 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

2.2.4. Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы

Для расчётов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики расчётного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = 1450 \text{ см}^2 = 0,145 \text{ м}^2$$

Коэффициент приведения

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4/3,25 \cdot 10^4 = 6,2.$$

Сложное очертание пустот заменяется прямоугольным $a \times b$ с равным моментом инерции.

$$a = 9,4 \text{ см}; b = 0,9 \cdot 16,2 = 14,6 \text{ см}.$$

Толщина полок расчётного эквивалентного сечения

$$h_f^I = 22 - 14,6 - 3,0 = 4,4 \text{ см};$$

$$h_f = 3,0 \text{ см};$$

Ширина ребра $b = 37,0$ см.

Ширина пустот $116,0 - 37,0 = 79,0$ см.

Площадь приведённого сечения

$$A_{red} = 116 \times 22 - 79,0 \times 14,6 = 1399 \text{ см}^2 = 0,1399 \text{ м}^2.$$

(влияние A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s).

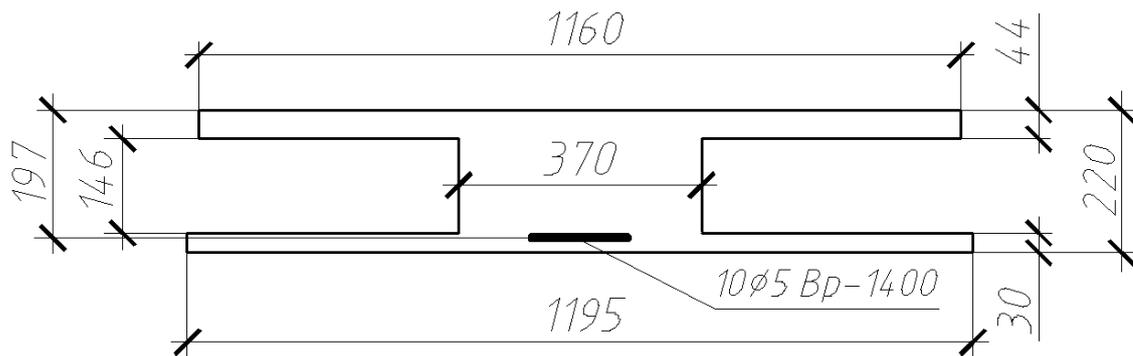


Рис.2.35 Расчётное сечение для расчётов по 2-ой группе предельных состояний

Статический момент приведенного сечения

$$S_{red} = \sum_{i=1}^i A_i \cdot y_i = 116 \cdot 4,4 \cdot 19,8 + 37 \cdot 14,6 \cdot 10,3 + 116 \cdot 3 \cdot 1,5 = 16191,98 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведённого сечения

$$y_0 = A_{red} / S_{red} = 16191,98 / 1399,0 = 11,6 \text{ см};$$

Момент инерции приведенного сечения

$$J_{red} = \frac{116 \cdot 4,4^3}{12} + 116 \cdot 4,4(19,8 - 11,6)^2 + \frac{37 \cdot 14,6^3}{12} + 37 \cdot 14,6(10,3 - 11,6)^2 + \frac{119,5 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3(1,5 - 11,6)^2 = 81411,912 \text{ см}^4 = 81411,912 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней (растянутой) зоне

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 81411,912 / 11,6 = 7018 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления сечения по верхней (сжатой) зоне

$$W'_{red} = J_{red} / (h - y_0) = 81411,912 / (22 - 11,6) = 7828 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчётов в стадии эксплуатации $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,25 \cdot 7018 = 8773 \text{ см}^3 = 0,008773 \text{ м}^3$

Коэффициент γ определяется для двутаврового сечения при $2 < b'_f / b = 116 / 37,0 = 3,14 < 6$. Находим, что $\gamma = 1,25$.

Для расчётов в стадии изготовления

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 7828 = 9785 \text{ см}^3 = 0,009785 \text{ м}^3.$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически упрочнённой арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия

$$\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser};$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учёт возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расчётах по второй группе предельных состояний принимается равным $\gamma_{sp} = 1,0$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры Вр-1400.

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа.}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчёт потерь ведётся при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1,0$.

Первые потери

$\Delta\sigma_1$ – потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при механическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1120}{1400} - 0,1\right) \cdot 1120 = 85,12 \text{ МПа;}$$

$\Delta\sigma_2$ – потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами

$$\Delta\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа;}$$

$\Delta\sigma_3$ – потери от деформации формы в расчётах не учитывается, так как учтены в расчёте полных удлинений арматуры, $\Delta\sigma_3 = 30 \text{ МПа;}$

$\Delta\sigma_4$ – потери от деформации анкеров

$$\Delta\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2 \text{ мм}}{(5900 + 1000) \text{ мм}} \cdot 20 \cdot 10^5 = 57,97 \text{ МПа.}$$

Суммарные первые потери преднапряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 85,12 + 81,25 + 30 + 57,97 = 254,34 \text{ МПа.}$$

Начальное усилие обжатия с учётом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 1,96 \cdot 10^{-4} (1120 - 254,34) \cdot 10^3 = 169,67 \text{ кН.}$$

Вторые потери

$\Delta\sigma_{sp5}$ – потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО. Для бетона В30 относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$.

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учётом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y = 0,116$ м, без учёта влияния собственного веса плиты

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{169,67 \cdot 10^3}{1399 \cdot 10^{-4}} + \frac{169,67 \cdot 10^3 \cdot 0,093 \cdot 0,116}{82442 \cdot 10^{-8}} = 3,43 \text{ МПа.}$$

Передачная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 15$ МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передачной прочности R_{bp} .

$$\sigma_{bp} = 3,43 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа.}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учётом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0 = e_{op} = 0,087$ м. Нагрузка от веса 1 м² плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчётном пролёте $l_0 = 5,58$ м.

$$M_{cs} = \frac{3,0 \cdot 1,195 \cdot 5,58^2}{8} = 13,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cs}) \cdot e_{op}}{J_{red}} = \frac{169,67 \cdot 10^3}{1399 \cdot 10^{-4}} + \frac{(169,67 \cdot 10^3 \cdot 0,093 - 13950) \cdot 0,08}{82442 \cdot 10^{-8}} = 1,42 \text{ МПа.}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ – потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{e_{sp}^2 \cdot A_{red}}{J_{red}}\right)}(1 + 0,8\varphi_{b,cr}) =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,42 \cdot 10^3}{1 + 6,2 \cdot 0,00135 \cdot \left(1 + \frac{0,116^2 \cdot 1399 \cdot 10^{-4}}{82442 \cdot 10^{-8}}\right)}(1 + 0,8 \cdot 2,3) = 15,03 \text{ МПа},$$

где коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 6,2$, эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведённого сечения $e_{sp} = y_0 - a = 11,6 - 2,3 = 8,0 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$.

Коэффициент армирования сечения (без учёта ненапрягаемых стержней)

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A = 1,96 / 1450 = 0,00135 \approx 0,00135;$$

Коэффициент ползучести бетона В30 при влажности 40-75% равен $\varphi_{b,cr} = 2,3$.

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 15,03 = 55,03 \text{ МПа}$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 254,34 + 55,03 = 309,37 \text{ МПа}.$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\sigma_{sp2} = 1120 - 309,37 = 810,63 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учётом полных потерь

$$P_2 = 1,96 \cdot 10^{-4} \cdot 810,63 \cdot 10^3 = 158,90 \text{ кН}.$$

Расчёт трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчёт на образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляются требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ и соответственно расчётный момент равен нормативному $M_n = 36,89 \text{ кН}\cdot\text{м}$, момент сопротивления по растянутой зоне $W_{red} = 0,007018 \text{ м}^3$, $W_{pl} = 0,008773 \text{ м}^3$, усилие обжатия с учётом полных потерь

$P_2 = 158,90$ кН, эксцентриситет силы обжатия $e_{op} = 0,093$ м, расстояние до ядровой точки $r = W_{red}/A_{red} = 0,007018/0,1399 = 0,05$ м = 5,0 см.

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n \leq M_{crc}.$$

Момент, соответствующий образованию трещин M_{crc} , определяем по приближённому способу ядровых моментов

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp},$$

где $M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$;

$$M_{rp} = 158,90 \cdot (0,093 + 0,050) = 22,72 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,008773 = 15,35 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{crc} = 15,35 + 22,72 = 38,07 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_n = 36,89 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверяем образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,1$ (момент от веса плиты мы не учитываем). Расчётное условие

$$\gamma_{sp} \cdot P_1(e_{op} - r) \leq R_{btp} \cdot W'_{pl};$$

$$1,1 \cdot 169,67 \cdot (0,093 - 0,05) = 8,03 \text{ кН}\cdot\text{м} < 1,1 \cdot 10^3 \cdot 9785 \cdot 10^{-6} = 10,76 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие выполняется, поэтому начальные трещины не образуются;

$R_{btp} = 1,1$ МПа – нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее $B = R_{bp}$ – принятой передаточной прочности бетона, 15 МПа.

Расчёт прогибов плиты

Расчёт по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб от внешней нагрузки,

f_{ult} – предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho} \right),$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)$ – полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок,

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок

$$(1/\rho)_1$$

Момент от кратковременной нормативной нагрузки

$$M_{n,kr} = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{2,0 \times 5,58^2}{8} = 7,78 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для элементов прямоугольного двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощённой формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 4,4 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 0,3 \cdot 19,7 = 5,91 \text{ см}, \text{ условие выполняется};$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 0,2 \cdot 19,7 = 3,94 \text{ см}, \text{ условие выполняется}.$$

Вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_{n,kr}}{E_{b,1} \cdot I_{red}} = \frac{7,78 \cdot 10^3}{27,625 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 82442 \cdot 10^{-8}} = 0,00034 \text{ м}^{-1}.$$

Находим необходимые дополнительные параметры

$$E_{b1} = 0,85E_b = 0,85 \cdot 32,5 \cdot 10^3 = 27,625 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок (1/ρ)₂

Находим необходимые дополнительные параметры

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{32,5 \cdot 10^3}{1 + 2,3} = 9848,5 \text{ МПа};$$

где $\varphi_{b,cr} = 2,3$

Вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,dl}}{E_{b,1} \cdot I_{red}} = \frac{28,06 \cdot 10^3}{9848,5 \cdot 10^6 \cdot 82442 \cdot 10^{-8}} = 0,00346 \text{ м}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = 0,00034 + 0,00346 = 0,0038 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,0038 \cdot 5,58^2 = 0,0123 \text{ м} = 1,23 \text{ см}$$

Предельный нормальный прогиб f_{ult} при пролёте элемента 6 м

$$f_{ult} = l/200 = 5,58/200 = 0,0279 \text{ м} = 2,79 \text{ см}.$$

$$f = 1,23 \text{ см} < f_{ult} = 2,79 \text{ см}.$$

Условие выполняется.

Площадь поперечного сечения плиты

$$A = 1450 \text{ см}^2 = 0,145 \text{ м}^2$$

Объём бетона плиты

$$V = A \cdot L_n = 0,145 \cdot 5,88 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1,03 \text{ м}^3.$$

Вес плиты при нормальной удельной плотности $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$.

$$G = 1,03 \cdot 2500 = 2575 \text{ кг}.$$

2.3. Проектирование сборного ригеля Р.1

Ригели изготавливают по агрегатно-поточной технологии из тяжелого бетона, класса В20, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,95 \text{ МПа}$. Продольная рабочая арматура класса А300, $R_s = 270 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 215 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 270 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 300 \text{ МПа}$. Поперечная арматура класса А240, $R_s = 215 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 240 \text{ МПа}$.

Распалубочная прочность равна отпускной и принята 0,75В. Соединение ригелей с колонной с помощью закладных деталей – «рыбок» с максимальным расчетным моментом на опоре $M_{on} = 55 \text{ кНм}$.

2.3.1. Расчет ригеля в стадии эксплуатации

Определение усилий в ригеле

Расчетная нагрузка на 1 м плиты ригеля собирается с грузовой полосы шириной $l_n = 6,0$ м. Сечение колонны 640×640 мм.

Конструктивная длина ригеля

$$l_p = l_p - b_k + 2 \cdot (c + a) = 6000 - 640 + 150 \cdot 2 (140 + 10) = 5660 \text{ мм}$$

где l_p – пролет ригеля в осях;

$b_k = 640$ мм – размер сечения колонны;

$a = 10$ мм – зазор между колонной и торцом ригеля;

$c = 140$ мм – длина площадки опирания.

Длина расчетного пролета

$$l_0 = l_p - c = 5660 - 140 = 5520 \text{ мм.}$$

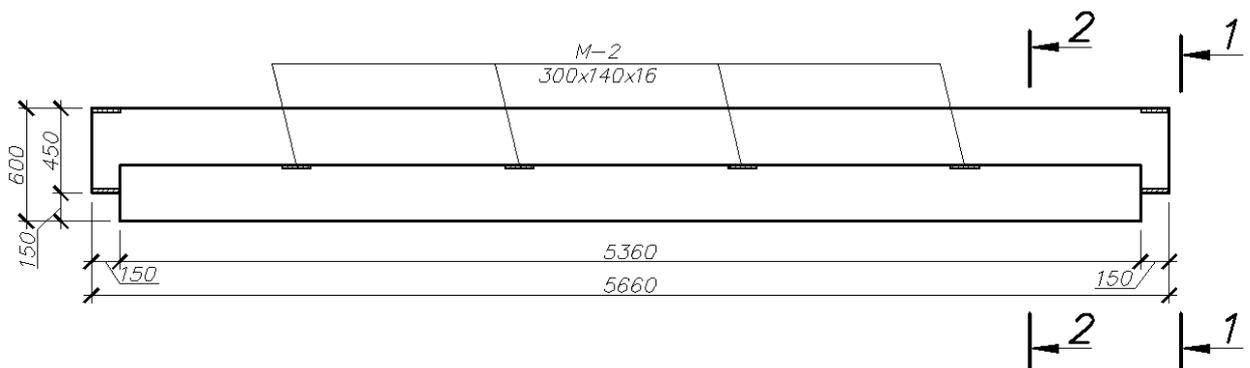


Рис. 2.36. Опалубочный чертеж ригеля Р.1.

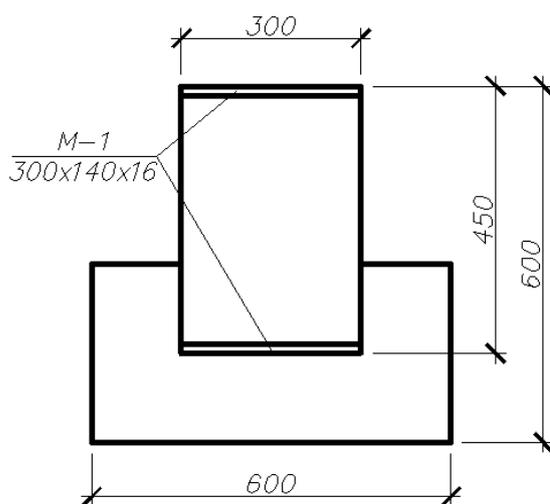


Рис. 2.37. Сечение 1-1

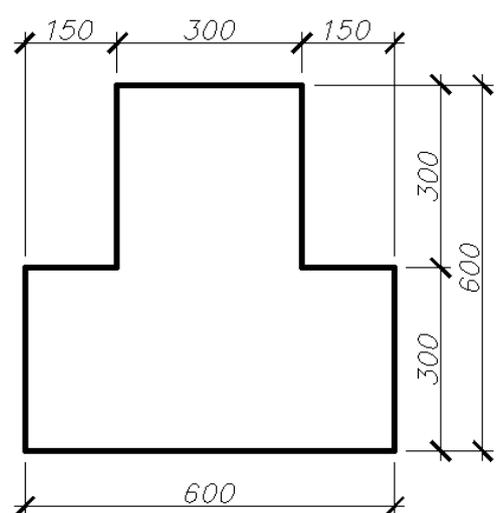


Рис. 2.38. Сечение 2-2

Расчетная нагрузка на 1 пог. м от веса ригеля

$$q_p = (0,6 \cdot 0,6 - 2 \cdot 0,15 \cdot 0,3) \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 7,425 \text{ кН/м,}$$

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;
 ρ – плотность железобетона, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3 = 2500 \text{ кг/м}^3$.

Полная расчетная нагрузка

$$q = (9,805 \cdot 5,85 + 7,425) \cdot 0,95 = 58,944 \text{ кН/м.}$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по ответственности здания.

Максимальный расчетный момент в пролете

$$M_{\text{пр}} = M_0 - M_{\text{он}} = \frac{q l_0^2}{8} - M_{\text{он}} = \frac{58,944 \cdot 5,52^2}{8} - 55 = 169,51 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Максимальная поперечная сила

$$Q_{\text{max}} = \frac{q l_0}{2} = \frac{58,944 \cdot 5,52}{2} = 162,69 \text{ кН.}$$

Прочность нормальных сечений ригеля

В пролете. Расчетный пролетный момент $M_{\text{пр}} = 169,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$,
 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, арматура А300, $R_s = 270 \text{ МПа}$. Расчетное сечение в середине пролета рассматривается как прямоугольное с размерами $b = 30 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$. Предварительно назначим рабочую высоту сечения $h_0 = 55 \text{ см}$ ($a = 5 \text{ см}$).

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{169,51}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55^2} = 0,162$$

При арматуре А300 $\xi_R = 0,577$, $\alpha_R = 0,411$

$\alpha_R = 0,411 > \alpha_m = 0,162$, следовательно, по расчету сжатой арматуры не требуется и сечение можно рассчитывать как прямоугольное с одиночной арматурой.

Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,178 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55}{270 \cdot 10^3} = 0,00125 \text{ м}^2 = 12,5 \text{ см}^2,$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,162} = 0,178$.

Принимаем 4Ø20 А300 с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

На опоре. Расчетный опорный момент в подрезке $M_{\text{он}} = 55 \text{ кНм}$,
 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, А300, $R_s = 270 \text{ МПа}$. Расчетное сечение – прямоугольное с размерами $b = 30 \text{ см}$, $h = 45 \text{ см}$. Предварительно назначенная рабочая высота сечения $h_0 = 40 \text{ см}$.

$$\alpha_{m0} = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{55}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4^2} = 0,0996$$

Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,1 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4}{270 \cdot 10^3} = 0,000508 \text{ м}^2 \approx 5,08 \text{ см}^2.$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0996} = 0,1$

Принимаем 2 Ø 18 А300 с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Расчет прочности ригеля по наклонным сечениям

Прочность наклонных сечений проверяем на действие: поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами, поперечной силы по наклонной полосе, изгибающего момента по наклонной трещине. Расчет проводим для наиболее опасных расчетных сечений: в зоне действия максимальной поперечной силы в подрезке, а так же в месте изменения сечения.

Прочность наклонного сечения подрезки ригеля по поперечной силе

Расчетная поперечная сила на опоре $Q_{\max} = 162,69 \text{ кН}$, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, поперечная арматура А240 диаметром 10 мм, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$, площадь одного стержня $0,785 \text{ см}^2$, в поперечном сечении располагаются два плоских каркаса $n = 2$, $h = 45 \text{ см}$, $h_0 = 40 \text{ см}$, $b = 30 \text{ см}$.

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q – поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b

$$Q_b = M_b/c = 64,8/1,07 = 60,56 \text{ кН},$$

где $M_b = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4^2 = 64,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{64,8}{56,244}} = 1,07 \text{ м};$$

$$q_1 = q - 0,5q_v = 58,944 - 0,5 \cdot 5,4 = 56,244 \text{ кН/м};$$

q – полная погонная нагрузка от временным и постоянных нагрузок;

q_v – погонная нагрузка временных нагрузок ($q_v = 5,4$ кН/ м).

Должны выполняться следующие условия

$$h_0 = 40 \text{ см} < c = 107 \text{ см} < 3 h_0 = 120 \text{ см}.$$

Принимаем $c = 107$ см.

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\max} = 2,5 R_{bt}bh_0 \geq Q_b \geq Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt}bh_0;$$

$$Q_b = 60,56 \text{ кН} > 0,5 R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 54,0 \text{ кН};$$

$$Q_b = 60,56 \text{ кН} < 2,5 R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 270 \text{ кН}.$$

Условия выполняются. Для дальнейших расчетов принимаем поперечную силу, воспринимаемую бетоном $Q_b = 60,56$ кН.

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{64,8 \cdot 56,244} = 120,74 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = 120,74 \text{ кН} < \frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 64,8}{0,4} - 162,69 = 161,31 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется.

В данном случае требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{\frac{Q_{\max}}{h_0} + 8 \cdot q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{1,5}\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{1,5h_0}\right)^2}$$
$$q_{sw} = \frac{\frac{162,69}{0,4} + 8 \cdot 56,244}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{162,69}{0,4}\right)^2 - \left(\frac{162,69}{1,5 \cdot 0,4}\right)^2} = \frac{406,725 + 449,952}{1,5} - \sqrt{\frac{406,725 + 449,952}{1,5} - 73522,3225} = 571,118 - 502,646 = 68,472$$
$$q_{sw1} = \frac{\frac{Q_{\max}}{h_0} - 3 q_1}{3,5} = \frac{\frac{162,69}{0,4} - 3 \cdot 56,244}{3,5} = 67,998$$

Расчетный минимальный хомут в подрезке

$$s_{w1} = R_{sw} \cdot A_{sw}/q_{sw} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{68,472} = 0,25 \text{ м}.$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 162,69 - 56,244 \cdot 1,07 = 102,51 \text{ кН}.$$

По конструктивным требованиям в подрезке, рабочая высота сечения которой 400 мм, шаг должен быть не более $400/2 = 200$ мм и не более 300 мм.

Исходя из конструктивных требований, принимаем в подрезке шаг поперечных стержней $s_{w1} = 170$ мм и проверяем условие прочности наклонного сечения по поперечной силе.

Фактическая погонная нагрузка на хомуты

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_{w1} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,17} = 101,00 \text{ кН/м.}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 101,00 \cdot 0,8 = 60,60 \text{ кН.}$$

$c_0 = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,4 = 0,8$ м – длина проекции наклонной трещины, равная c , но не более $2h_0$.

$$Q = 102,51 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 60,56 + 60,60 = 121,16 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения в подвеске обеспечена.

Прочность наклонного сечения в месте изменения сечения

Расчетная поперечная сила приложена на расстоянии 9 см от центра площадки опирания, поперечная арматура А240 диаметром 10 мм, $R_{sw} = 170$ МПа, $n = 2$, $h = 60$ см, $h_0 = 55$ см, $b = 30$ см.

Расчетная поперечная сила в месте изменения сечения

$$Q = Q_{\max} \cdot \frac{l_0 - 9}{\frac{l_0}{2}} = 162,69 \cdot \frac{5,52 - 9}{\frac{5,52}{2}} = 157,38 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном Q_b

$$M_b = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55^2 = 122,51 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{122,51}{1,48} = 82,78 \text{ кН/м}$$

$$q_1 = q - 0,5q_v = 58,944 - 0,5 \cdot 5,4 = 56,244 \text{ кН/м.}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{122,51}{56,244}} = 1,48 \text{ м.}$$

При определении c должны выполняться условия

$$h_0 = 55 \text{ см} < c = 148 \text{ см} < 3 h_0 = 165 \text{ см.}$$

Условия выполняются, поэтому принимаем $c = 148$ см.

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_b = 82,78 \text{ кН} > Q_{b1\text{max}} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 = 74,25 \text{ кН/м.}$$

$$Q_b = 82,78 \text{ кН} < Q_{b1\text{max}} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 = 371,25 \text{ кН/м.}$$

Таким образом, принимаем $Q_b = 82,78 \text{ кН}$.

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{122,51 \cdot 56,244} = 166,02 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1} = 166,02 \text{ кН} < 2 M_b / h_0 - Q_{\text{max}} = 2 \cdot 122,51 / 0,55 - 157,38 = 288,11 \text{ кН.}$$

q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = (Q_{\text{max}} - Q_{b1}) / 1,5 \cdot h_0 = (157,38 - 166,02) / 1,5 \cdot 0,55 = -10,47 \text{ кН/м.}$$

По конструктивным требованиям при рабочей высоте сечения 550 мм шаг должен быть не более $550/2 = 275 \text{ мм}$ и не более 300 мм.

Принимаем шаг поперечных стержней $s_{w1} = 250 \text{ мм}$.

Фактическая погонная нагрузка на хомуты

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_{w1} = 170 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} / 0,25 = 106,75 \text{ кН/м.}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 106,75 \cdot 1,1 = 88,07 \text{ кН.}$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 0,55 = 1,1 \text{ м}$ – длина проекции наклонной трещины, равная c , не более $2h_0$.

$$Q = Q_{\text{max}} - q_1 c = 157,38 - 56,244 \cdot 1,1 = 88,07 \text{ кН;}$$

$$Q = 95,51 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 82,78 + 88,07 = 170,85 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Конструктивные требования обязывают для балок высотой более 150 мм, на приопорных участках длиной $l/4$ иметь шаг поперечных стержней не более 0,5 рабочей высоты элемента и не более 400 мм. На остальной части пролета шаг стержней не должен превышать $3h/4$, или 500 мм.

Следовательно, на приопорных участках за подрезкой шаг не должен быть более $550/2 = 275 \text{ мм}$, на остальной части пролета шаг должен быть не более $3 \cdot 550/4 = 412,5 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем:

- в подрезке шаг поперечных стержней $s_{w1} = 170$ мм;
- на приопорных участках длиной 1200 мм $s_{w2} = 250$ мм;
- на остальной части пролета шаг стержней $s_{w3} = 400$ мм.

2.3.2. Проектирование стыка ригеля с колонной

Бетон класса В20, $R_b = 11,5$ МПа, материал соединительной пластины сталь С235 (ВСтЗпс), толщина листа 10-20 мм, $R_y = 230$ МПа, сварка производится электродом Э42. Высота ригеля у опоры $h = 450$ мм, рабочая высота ригеля $h_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм, рабочая верхняя арматура ригеля 2Ø18 А300, $A_s = 6,28$ см².

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{270 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4} = 0,123$$

Находим коэффициенты $\xi_R = 0,531$, $\alpha_R = 0,411$.

Вычислим высоту сжатой зоны $x = 0,123 \cdot 40 = 4,92$ см.

Плечо пары сил $Z_a = h_0 - 0,5x = 40 - 0,5 \cdot 4,92 = 37,54$ см = 0,3754 м.

Растягивающее усилие, действующее на соединительную пластинку,

$$N = M/z_a = 55/0,3754 = 146,51 \text{ кН.}$$

Определяется рабочая площадь «рыбки»

$$A_{пл} = N/R_y = 146,51/230 \cdot 10^3 = 6,37 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,37 \text{ см}^2.$$

Задаемся толщиной пластины $\delta = 10$ мм и вычисляем ее ширину

$$b_{пл} = A_{пл}/\delta = 6,37/1,0 = 6,37 \text{ см.}$$

Принимаем размеры сечения «рыбки» 10×64 см, $A_{пл} = 6,4$ см².

Рассчитываем длину сварных швов, прикрепляющих «рыбку» к закладной детали ригеля по металлу шва

$$l_{шв.пл} = \frac{1,25 \cdot 146,51}{180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 0,24 \text{ м} = 24 \text{ см,}$$

где $R_{wf} = 180$ МПа; $\gamma_{wf} = 1$; $\beta_f = 1,0$; $k_f = 0,6$ см.

Принимаем длину швов 24 см.

$$l_{шв.пл}^c = \frac{1,25 \cdot 146,51}{160 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,006} = 0,19 \text{ м} = 19 \text{ см.}$$

Минимальная длина швов исходя из прочности швов по границе сплавления при $R_{wz} = 160$ МПа; $\gamma_{wz} = 1$; $\beta_z = 1,0$; $k_f = 0,6$ см.

При соединении пластины двумя фланговыми швами расчетная длина шва с каждой стороны должна быть не менее

$$l_{\text{шв пл}} = 24/2 + 13 \text{ см.}$$

Определяем длину лобового шва, прикрепляющего «рыбку» к закладной пластине колонны. При параметрах сварного шва из предыдущего расчета его длина будет равна большему из полученных ранее значений, т.е. $l_{\text{шв}} = 24 \text{ см}$. Тогда необходимая расчетная длина шва должна быть не менее $l_{\text{шв}} + 1 \text{ см}$, т.е. 25 см.

Окончательно принимаем длину шва $l_{\text{шв}} = 25 \text{ см}$.

Рассчитаем длину соединительной пластины

$$l_{\text{пл}} = 12 + 2 + 5 = 19 \text{ см.}$$

где 2 см – зазор; 5 см – конструктивный припуск.

Ширину соединительной пластинки в месте примыкания к колонне принимаем не менее длины лобового шва, т.е. $b_{\text{пл}} = 25 \text{ см}$.

2.3.3. Эпюра материалов и конструирование ригеля

Ригель армируется двумя плоскими сварными каркасами с продольной рабочей арматурой в пролете 4Ø20 А300. В целях экономии арматуры два стержня Ø20 обрываются в пролете в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, а два других Ø20 доводятся до опоры.

Вычисляем фактический изгибающий момент, воспринимаемый ригелем с арматурой 4Ø20 А300 и рабочей высотой сечения $h_0 = 545 \text{ см}$, для чего определяем высоту сжатой зоны сечения x и сравниваем ее с ограниченной высотой x_R

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot R_b} = \frac{270 \cdot 10^3 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,10 \text{ м.}$$

Определяем коэффициент $\xi_R = 0,577$ и вычисляем граничную высоту сжатой зоны;

$$x_R = 0,577 \cdot 0,545 = 0,314 \text{ м;}$$

$$x = 0,1 \text{ м} < x_R = 0,314 \text{ м.}$$

$$M_{4\text{Ø}20} = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = 270 \cdot 10^3 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} \cdot (0,545 - 0,5 \cdot 0,1) = 171,86 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с арматурой 2Ø20, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$, при $h_0 = 57 \text{ см}$.

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot R_b} = \frac{270 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,05 \text{ м.}$$

Относительная граничная высота сжатой зоны $\xi_R = 0,577$

$$x = 0,1 \text{ м} < x_R = 0,577 \cdot 0,57 = 0,329 \text{ м.}$$

$$M_{4\text{Ø}20} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x) = 270 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (0,57 - 0,5 \cdot 0,05) = 92,41 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Эпюры материалов в ригеле строим графоаналитическим способом, для чего в масштабе построим сначала эпюру моментов от расчетной нагрузки, а затем определим координаты точек теоретического обрыва (ТТО) стержней. Вычисляем координаты эпюры моментов ТТО в середине пролета и координаты нулевых точек.

Балочный момент $M_0 = 169,51 + 55 = 224,51 \text{ кН}\cdot\text{м}$, полная расчетная нагрузка $q = 58,944 \text{ кН/м}$, $l_0 = 5,52 \text{ м}$, реакция опор $R_A = R_B = 162,69 \text{ кН}$.

Положительный момент в пролете, соответствующий координатам ТТО $M_{2\text{Ø}20} = 92,41 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (для двух стержней Ø20 мм, доводимых до опор).

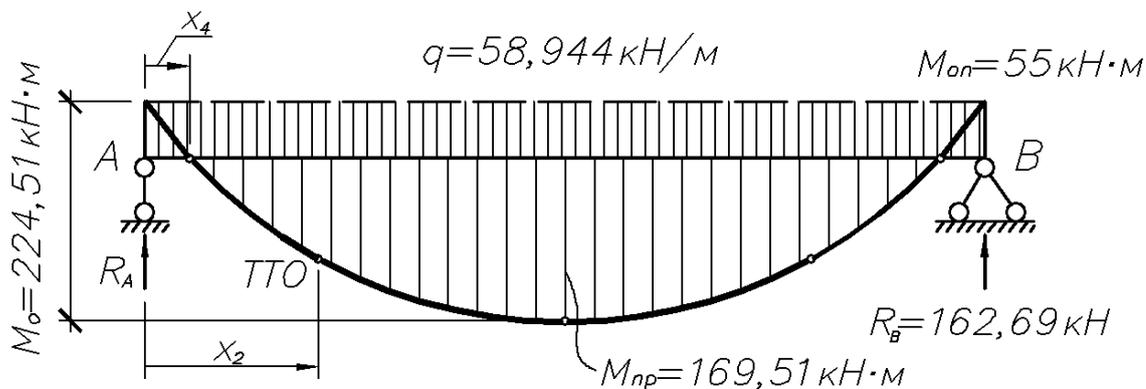


Рис.2.39. Схема для определения координат эпюры моментов.

Расстояние от опоры до ТТО определяется из условия равновесия элемента в рассматриваемом сечении, точка ТТО

$$\frac{q \cdot x^2}{2} - R_A \cdot x + M_{on} + M_{\text{ТТО}} = 0$$

Учитывая, что $q = 58,944 \text{ кН/м}$, $R_A = 162,69 \text{ кН}$, получаем следующее алгебраическое квадратное уравнение:

$$29,472x^2 - 162,69x + 145,71 = 0$$

Решая это уравнение, находим его корни x_1 и x_2 , которые являются искомыми координатами ТТО.

$$x_{1,2} = \frac{162,69 \pm \sqrt{169,69^2 - 4 \cdot 29,472 \cdot 145,71}}{58,944};$$

$$x_1 = 4,40 \text{ м}; \quad x_2 = 1,12 \text{ м};$$

Проверка: $x_1 + x_2 = 4,40 + 1,12 = 5,52 \text{ м} = l_0$.

Таким же способом определим координаты нулевых точек эпюры МОМЕНТОВ

$$R_A x - \frac{q x^2}{2} - M_{on} = 0;$$

$$-29,472 x^2 + 162,690 x - 55 = 0;$$

$$29,472 x^2 - 162,690 x + 55 = 0;$$

$$x_{1,2} = \frac{162,69 \pm \sqrt{169,69^2 - 4 \cdot 29,472 \cdot 55}}{58,944};$$

$$x_1 = 5,16 \text{ м}; \quad x_2 = 0,36 \text{ м};$$

Через вычисленные точки проводим кривую, которая и является искомой параболой, ограничивающей эпюры моментов от расчетной нагрузки. Относительную длину анкерки обрываемых стержней α за ТТО вычисляем в зависимости от арматуры А300, бетона В20 и коэффициента $\alpha = 0,7$ (так как к продольным стержням приварены поперечные). Расчетный коэффициент $\lambda = 21$. Абсолютная длина анкерки $l_{an} = \lambda d = 21 \cdot 20 = 420 \text{ мм}$.

Таким образом, короткие стержни, располагаемые в середине пролета имеют длину $l_k = 5,52 - 2 \cdot 0,42 - 0,02 = 4,66 \text{ м}$.

Отрицательный момент в середине пролета, воспринимаемый сечением с арматурой в верхней зоне 2Ø10А300 с $A_s = 1,57 \text{ см}^2$, $b = 60 \text{ см}$, $h_0 = 56,5 \text{ см}$, $a = 5 \text{ см}$.

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{b R_b} = \frac{270 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{0,6 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,006 \text{ м}.$$

Находим коэффициент $\xi_R = 0,577$ и вычисляем граничную высоту сжатой зоны; $x_R = 0,577 \cdot 0,565 = 0,326 \text{ м}$;

$$x = 0,006 \text{ м} < x_R = 0,326 \text{ м}.$$

Поскольку высота сжатой зоны меньше $2a' = 2 \cdot 5 = 10$ см, прочность сечения определяется при $a' = x/2 = 0,006/2 = 0,003$ м.

Момент, воспринимаемый сечением

$$M_{2\emptyset 10} = R_s \cdot A_s (h_0 - a') = 270 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot (0,565 - 0,003) = 23,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Относительный момент на опоре, воспринимаемый сечением с арматурой в верхней зоне $2\emptyset 18A300$ с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$, $b = 30 \text{ см}$, $h_0 = 40 \text{ см}$.

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{bR_b} = \frac{270 \cdot 10^3 \cdot 5,09 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0398 \text{ м.}$$

$x = 0,006 \text{ м} = 6 \text{ см} < 2a' = 2 \cdot 5 = 10 \text{ см}$, поэтому прочность сечения определяется при $a' = x/2 = 0,0398/2 = 0,0199 \text{ м}$.

$$M_{4\emptyset 18} = R_s \cdot A_s (h_0 - a') = 270 \cdot 10^3 \cdot 5,09 \cdot 10^{-4} \cdot (0,4 - 0,0199) = 52,24 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Оставляем принятую арматуру $2\emptyset 18 A300$ с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ без пересчета.

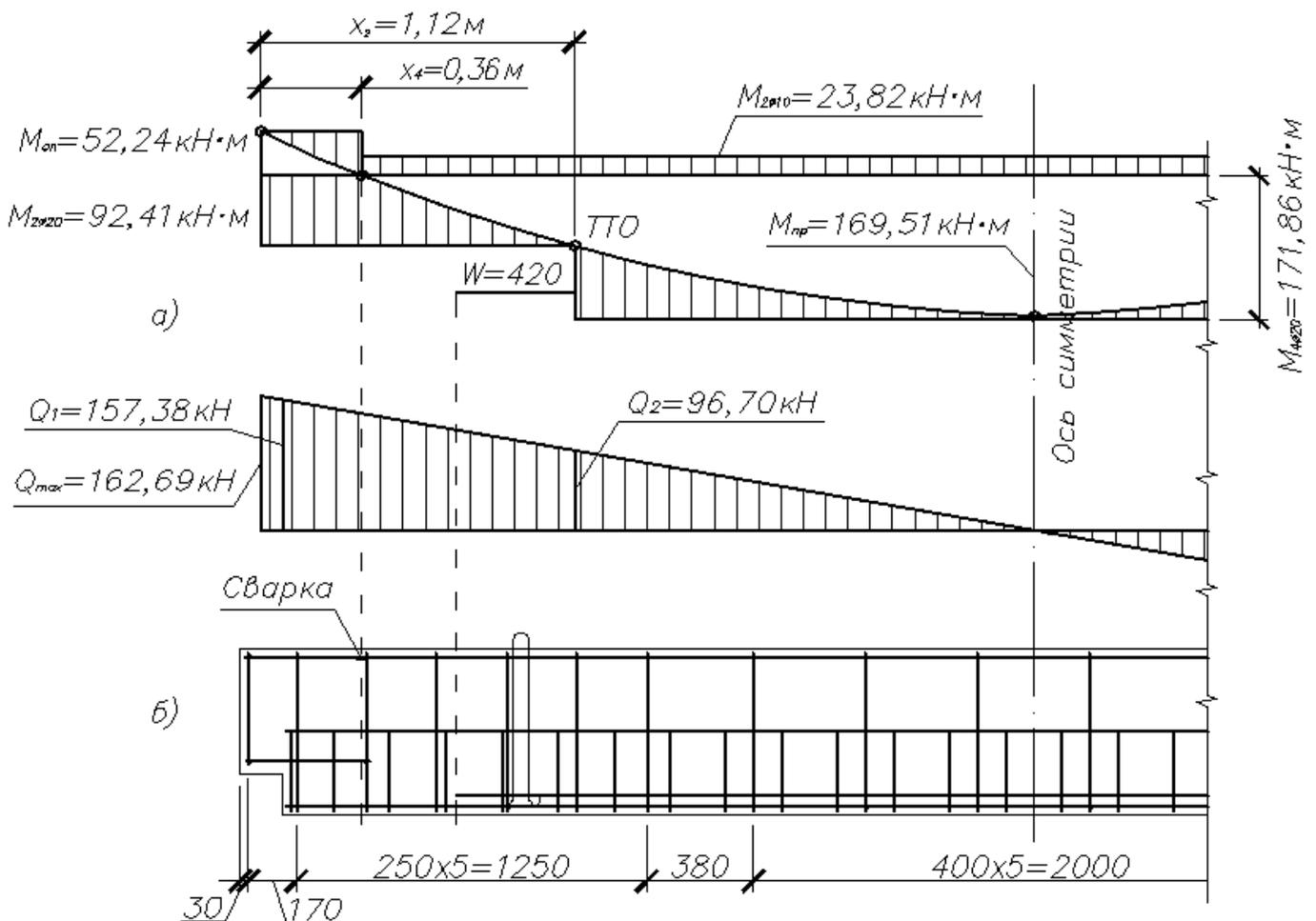


Рис.2.40. К расчету ригеля:

а) – эпюра материалов; б) – схема армирования ригеля

Положение ТТО (точки теоретического обрыва) для верхней арматуры определяем графическим путем, для чего на эпюре моментов откладываем в масштабе ординату, равную $M = 23,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$, и проводим линию, параллельную горизонтальной оси. Пересечение линии с эпюрой M является ТТО для верхней арматуры.

Нижняя продольная арматура $2\text{Ø}20\text{A}300$ длиной 5340 мм доводится до опор; короткие стержни $2\text{Ø}20\text{A}300$ длиной 4120 размещаются в середине пролета.

Верхняя продольная арматура ригеля в пролете диаметром 10 мм и опорная верхняя арматура диаметром 18 мм свариваются в зонах нулевых точек на расстоянии 0,36 м от опор. В полках ригеля располагается дополнительный каркас из арматуры (катанки) $\text{Ø}8\text{A}240$, с шагом поперечных стержней 200 мм. Монтажные петли располагаются на расстоянии 1 м от торца ригеля, диаметром 16мм А240 с $A_s = 2,01 \text{ см}^2$ из стали СтЗсп.

Объем бетона ригеля

$$(5,36 \cdot (0,6 \cdot 0,6 - 2 \cdot 0,15 \cdot 0,3) + 2 \cdot 0,15 \cdot 0,3 \cdot 0,45) 1,1 \cdot 1,1 = 1,80 \text{ м}^3$$

где 1,1 – коэффициент усадки бетона;

1,1 – коэффициента расширения.

Расчетный вес ригеля при удельной плотности 2500 кг/м^3

$$1,49 \cdot 1,1 \cdot 2500 = 4097,5 \text{ кг.}$$

Раздел 3. Научно-исследовательская работа студента

Сравнительный расчёт несущей способности кирпичной кладки, армированной металлическими и стеклопластиковыми сетками.

3.1. Описание и свойства стеклопластиковой сетки

Для повышения прочности кирпичной кладки на сжатие и на изгиб предусматриваем в ВКР армирование поперечного типа, которое осуществляется путем наложения армирующих элементов (металлическая или стеклопластиковая сетка) на горизонтальную поверхность слоев кирпича.

Из недостатков металлической сетки следует выделить ее большой вес и низкую коррозионную устойчивость. При длительной эксплуатации здания происходит неизбежное проникновение воды в трещины стен и коррозия арматуры, которая сильно снижает ее прочность.



Рис. 4.1. Стеклопластиковые сетки

В своей научно-исследовательской работе я решила проанализировать, как можно избежать этих недостатков или хотя бы уменьшить их. В последние несколько лет на рынке крупных российских городов появился новый вид арматуры и кладочных сеток – из полимерных композитных материалов (стеклопластиковая и базальтопластиковая арматура). При прочих равных условиях, ее отличает малый удельный вес (в 9 раз легче стали), что существенно облегчает труд рабочих на стройке, и более высокая прочность на разрыв – в 3 раза выше обычной арматуры.

Композитная стеклопластиковая кладочная сетка – это строительная сетка на основе ровинга и связующей матрицы из эпоксидной смолы. Для изготовления сетки используется стеклянное волокно.

Арматура из стеклопластика имеет множество достоинств – малый вес, высокая прочность на разрыв, высокая химическая и антикоррозионная устойчивость, низкая теплопроводность, малый коэффициент теплового расширения и то, что она является диэлектриком.

Тем не менее, этот материал имеет и определенные недостатки, которые обычно не являются критическими, но учитывать их все же необходимо. Они несколько ограничивают сферу использования данного материала. Основными минусами любой композитной арматуры являются следующие:

- модуль упругости композитной арматуры почти в 4 раза ниже, чем у стальной даже при равном диаметре (т. е. она легко изгибается).
- при нагреве до температуры в 600 °С, компаунд, связывающий волокна арматуры, размягчается настолько, что арматура полностью теряет свою упругость.
- композитную арматуру невозможно сваривать электросваркой.

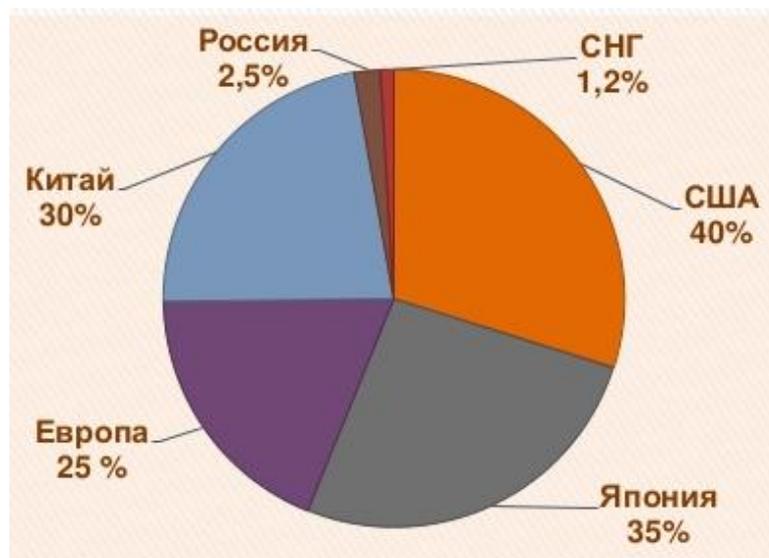


Рис. 4.2. Тенденция рынка композитной арматуры

По оценкам Research Techart рынок композитной арматуры стремительно растет. Специалисты данной компании оценивают его рост в 12% в год. По предварительным прогнозам, темп роста рынка композитной арматуры должен превысить предшествующие годы и составить порядка 16% в год. Наиболее динамично развивающимися рынками по производству и применению стеклопластиковой арматуры будут такие страны как Россия, Казахстан, Узбекистан, Азербайджан и Армения.

3.2. Сбор нагрузок

Сбор нагрузок от покрытия

Таблица 3.1

№	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф - т надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4	5
	Постоянная			
1	2 слоя наплавленного кровельного материала	0,06	1,3	0,078
2	Цементно-песчаная стяжка $\delta=0,04$ м	0,72	1,3	0,936
3	Теплоизоляция: минераловатные жесткие плиты $\delta=0,20$ м	0,25	1,3	0,325
4	Пароизоляция : 1 слой рубероида	0,021	1,2	0,025
5	Многopустотная плита $\delta=0,22$ м	3	1,1	3,3
	Итого:	4,051		4,664
	Временная			
6	Снеговая	1,26	1,4	1,8
7	Полезная нагрузка	2,0	1,2	2,4
	Всего:	7,311		8,864

Сбор нагрузок от покрытия

Таблица 3.2

№	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэф - т надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, Н/м ²
1	2	3	4	5
	Постоянная			
1	Тротуарная плитка (t=40 мм, $\rho=2400$ кг/м ³)	$0,04 \cdot 2400 \cdot 10=960$	1,1	1056
2	Слой кварцевого песка (t=30 мм, $\rho=1600$ кг/м ³)	$0,03 \cdot 1600 \cdot 10=480$	1,3	624
3	Кровельная мастика (t=2 мм)	50	1,2	60
4	5 слоев рубероида на антисептированной битумной мастике РМД-350 (t=25 мм, $\rho=600$ кг/м ³)	250	1,2	325

5	Стяжка из цементно-песчаного раствора М-50 (t=40 мм, ρ=1800 кг/м ³)	0,04·1800·10=720	1,3	936
6	Теплоизоляция: плиты жесткие минераловатные (t=150 мм, ρ=125 кг/м ³)	0,15·125·10=187,5	1,2	225
7	Пароизоляция – 1 слой рубероида (t=5 мм, ρ=40 кг/м ³)	0,005·40·10=2	1,2	2,4
8	Многopустотная плита δ=0,22 м	3000	1,1	3300
	Итого:			6528,4
	Временная			
9	Снеговая	1,26	1,4	1,8
10	Полезная нагрузка	2000	1,2	2400
	Итого:	8909,5		10728,4

Сбор нагрузок от перекрытия

Таблица 3.3

№	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф - т надёжности γ _f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4	5
	Постоянная			
1	Линолеум	0,06	1,3	0,078
2	Цементно-песчаная стяжка М150 δ=0,04 м	0,72	1,3	0,936
3	Минераловатная плита δ=0,07 м	0,07	1,3	0,091
4	Многopустотная плита δ=0,22 м	3	1,1	3,3
	Итого:	3,85		4,405
	Временная			
5	Длительная	2,5	1,2	3
6	Полезная нагрузка	2	1,2	2,4
	Итого:	4,5		5,4
	Всего:	8,35		9,805

Расчет кирпичной колонны на пересечении осей «9» и «Ж»

Вычисляем расчётную продольную силу от собственного веса стены и колонны

$$\begin{aligned}
 N_{cm} &= (n-1)(h_{эт} \cdot B - A_{np}) \cdot \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f = \\
 &= (6,0 \cdot 8,32 - ((1,51 \cdot 1,18) \cdot 2 + 0,91 \cdot 2,1)) \cdot 0,38 \cdot 1,1 \cdot 18 + 0,64 \cdot 0,64 \cdot 3,9 \cdot 18 \cdot 1,1 = \\
 &= 366,037 \text{ кН},
 \end{aligned}$$

где δ = 0,38 м – толщина стены,

$\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ – объёмный вес кирпичной кладки.

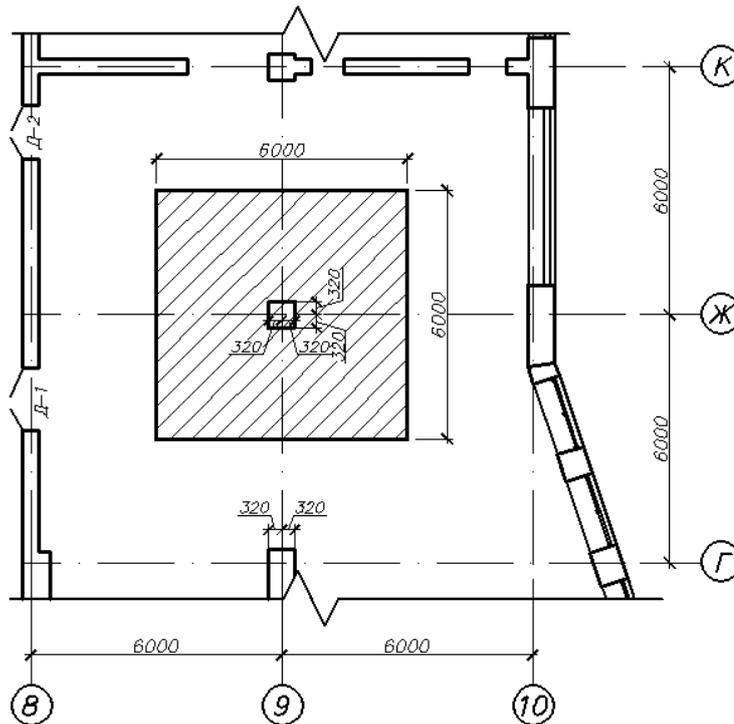


Рис.3.1. К определению грузовой площади

Вычисляем расчётную продольную силу от перекрытия первого этажа

$$N_{\text{перек.1}} = q_1 \cdot B \cdot l + \frac{N_{\text{пл.1}}}{2} + \frac{N_{\text{пл.2}}}{2} = 9,805 \cdot 6,0 \cdot 6,0 + \frac{210,54}{2} + \frac{214,17}{2} = 565,335 \text{ кН},$$

где $N_{\text{пл}}$ – расчётная нагрузка от веса плит перекрытия.

$$N_{\text{пл.1}} = b_{\text{пл}} \cdot h_{\text{пл}} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 6 \cdot 0,22 \cdot 5,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 210,54 \text{ кН},$$

где $b_{\text{пл}} = 6,0 \text{ м}$ – ширина плит перекрытия,

$h_{\text{пл}} = 0,22 \text{ м}$ – высота плиты перекрытия,

$l = 5,8 \text{ м}$ – длина плиты перекрытия,

$\gamma_f = 1,1$.

$$N_{\text{пл.2}} = b_{\text{пл}} \cdot h_{\text{пл}} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 6 \cdot 0,22 \cdot 5,9 \cdot 25 \cdot 1,1 = 214,17 \text{ кН},$$

где $l = 5,9 \text{ м}$ – длина плиты перекрытия,

Вычисляем расчётную продольную силу от перекрытия второго этажа

$$N_{\text{перек.2}} = q_1 \cdot B \cdot l + \frac{N_{\text{пл.1}}}{2} = 9,805 \cdot 6,0 \cdot 3,0 + \frac{210,54}{2} = 281,760 \text{ кН},$$

Вычисляем расчётную продольную силу от покрытия

$$N_{\text{покр.1}} = q_2 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{\text{пл.1}}}{2} = 8,864 \cdot 6,0 \cdot \frac{5,8}{2} + \frac{210,54}{2} = 259,504 \text{ кН},$$

$$N_{покр.2} = q_3 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{нл.2}}{2} = 10,7284 \cdot 6,0 \cdot \frac{5,9}{2} + \frac{214,17}{2} = 296,978 \text{ кН},$$

Суммарная величина расчётной продольной силы в сечении 1-1:

$$\begin{aligned} N_I &= \sum N = N_{ст} + N_{перек.1} + N_{перек.2} + N_{покр.1} + N_{покр.2} = \\ &= 366,037 + 565,335 + 281,760 + 259,504 + 296,978 = \\ &= 1769,614 \text{ кН}. \end{aligned}$$

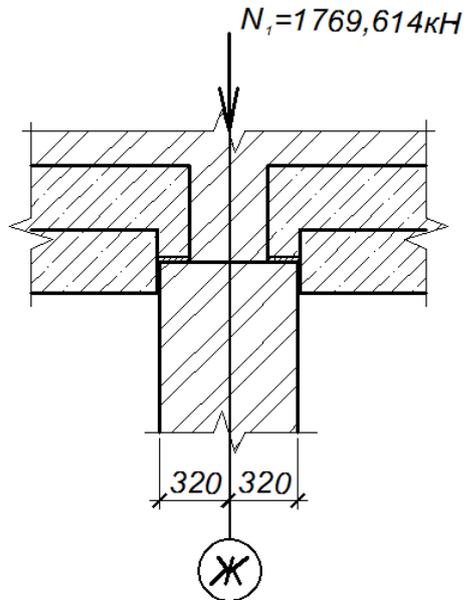


Рис. 3.2. Схема передачи усилий на колонну

3.3. Определение несущей способности кирпичного столба

Площадь поперечного сечения простенка

$$A = h \cdot B = 0,64 \cdot 0,64 = 0,41 \text{ м}^2$$

Расчётная длина колонны равна высоте этажа $l_0 = H_{эт} = 4,2 \text{ м}$.

Марка кирпича М 300, марка цементно-песчаного раствора М 200.

Принимаем упругую характеристику кладки $\alpha = 1000$.

- поперечное армирование колонны сеткой из арматуры В500 диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 3 ряда кладки.

1. При армировании простенка сеткой из арматуры В500 диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 3 ряда кладки упругая характеристика кладки равна

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{7,8}{8,408} = 928$$

$$R_u = 2 \cdot R = 2 \cdot 3,9 = 7,8 \text{ МПа}$$

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 7,1}{230 \cdot 50} \cdot 100 = 0,1235$$

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = 3,9 + \frac{2 \cdot 0,1235 \cdot 225}{100} = 4,456 \text{ МПа}$$

$$R_{sku} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 3,9 + \frac{2 \cdot 246 \cdot 0,1235}{100} = 8,408 \text{ МПа}$$

2. Гибкость стены в пределах первого этажа

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4,2}{0,64} = 6,56$$

3. В зависимости от λ и α_{sk} определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,9481$.

4. Предельная нагрузка на колонну

$$[N] = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,9451 \cdot 4,456 \cdot 10^3 \cdot 0,41 = 1796,660 \text{ кН} >$$

$$N_I = 1769,614 \text{ кН,}$$

где $m_g = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,

R_{sk} – расчетное сопротивление сжатию кладки.

Прочность колонны обеспечена.

Запас прочности:

$$\frac{[N] - N_I}{N_I} \cdot 100\% = \frac{1796,660 - 1769,614}{1769,614} \cdot 100\% = 1,53\%.$$

- поперечное армирование колонны стеклопластиковой сеткой из арматуры диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 3 ряда кладки.

1. При армировании простенка сеткой из стеклопластиковой арматуры диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 3 ряда кладки упругая характеристика кладки равна

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{7,8}{10,888} = 717$$

$$R_u = 2 \cdot R = 2 \cdot 3,9 = 7,8 \text{ МПа}$$

$R_{sn} = 1250$ МПа – нормативное сопротивление растяжению стеклопластиковой арматуры.

$R_s = R_{sn} \cdot \gamma = 1250 \cdot 0,65 = 812,5$ МПа – расчетное сопротивление растяжению стеклопластиковой арматуры.

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 7,1}{230 \cdot 50} \cdot 100 = 0,1235$$

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = 3,9 + \frac{2 \cdot 0,1235 \cdot 812,5}{100} = 5,907 \text{ МПа}$$

$$R_{sku} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 3,9 + \frac{2 \cdot 1250 \cdot 0,1235}{100} = 10,888 \text{ МПа}$$

2. Гибкость стены в пределах первого этажа

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4,2}{0,64} = 6,56$$

3. В зависимости от λ и α_{sk} определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,9304$.

4. Предельная нагрузка на колонну

$$[N] = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,9304 \cdot 5,907 \cdot 10^3 \cdot 0,41 = 2253,308 \text{ кН} >$$

$$N_1 = 1769,614 \text{ кН},$$

где $m_g = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, R_{sk} – расчетное сопротивление сжатию кладки.

Прочность колонны обеспечена.

Запас прочности:

$$\frac{[N] - N_1}{N_1} \cdot 100\% = \frac{2253,308 - 1769,614}{1769,614} \cdot 100\% = 27,33\%.$$

3.4. Расчет кирпичного простенка по оси «Н»

Вычисляем расчётную продольную силу от собственного веса стены

$$N_{cm} = (n-1)(h_{эт} \cdot B - A_{np}) \cdot \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f =$$

$$= (12,55 \cdot 4,2 - 2,26 \cdot 1,6 \cdot 2) \cdot 0,51 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1,3 = 597,008 \text{ кН},$$

где $\delta = 0,51$ м – толщина стены,

$\rho = 18$ кН/м³ – объёмный вес кирпичной кладки,

$\gamma_f = 1,3$ – повышающий коэффициент, учитывает дополнительную нагрузку межоконных перемычек.

Вычисляем расчётную продольную силу от перекрытия

$$N_{перек} = q_1 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{пл}}{2} = 9,805 \cdot 4,2 \cdot \frac{8,58}{2} + \frac{218,018}{2} = 285,675 \text{ кН},$$

где $N_{пл}$ – расчётная нагрузка от веса плиты.

$$N_{пл} = b_{пл} \cdot h_{пл} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 4,2 \cdot 0,22 \cdot 8,58 \cdot 25 \cdot 1,1 = 218,018 \text{ кН},$$

где $b_{пл} = 4,2 \text{ м}$ – ширина плит перекрытия,

$h_{пл} = 0,22 \text{ м}$ – высота плиты перекрытия,

$l = 8,58 \text{ м}$ – длина плиты перекрытия,

$\gamma_f = 1,1$.

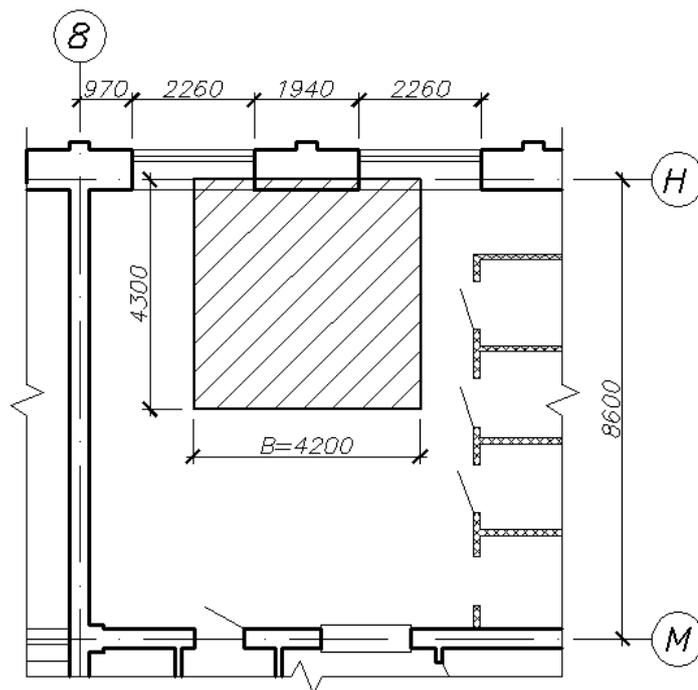


Рис.3.3. К определению грузовой площади

Вычисляем расчётную продольную силу от покрытия

$$N_{покр} = q_2 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{пл}}{2} = 8,864 \cdot 4,2 \cdot \frac{8,58}{2} + \frac{218,018}{2} = 268,721 \text{ кН},$$

$$N_{фасад} = q_{облиц} + q_{утепл.} = \rho_1 \cdot B \cdot \delta_1 \cdot l + \rho_2 \cdot B \cdot \delta_2 \cdot l = 16 \cdot 4,2 \cdot 0,12 \cdot 12,55 + 1 \cdot 4,2 \cdot 0,13 \cdot 12,55 = 108,055 \text{ кН}.$$

Суммарная величина расчётной продольной силы в сечении 1-1:

$$\begin{aligned} N_I &= \sum N = N_{ст} + (n-1) \cdot N_{перек.} + N_{покр.} + N_{фасад.} = \\ &= 597,008 + 2 \cdot 285,675 + 268,721 + 108,055 = \\ &= 1570,792 \text{ кН}. \end{aligned}$$

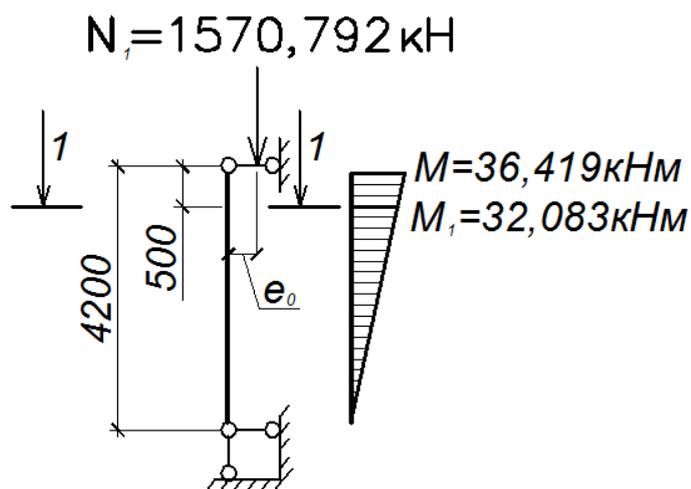


Рис. 3.4. Расчётная схема простенка.

Вычисляем расчётный изгибающий момент:

- под опорой плиты над первым этажом

$$M = N_{перек.} \cdot e - N_3 \cdot e_{\phi} = 285,675 \cdot 0,13 - 4,790 \cdot 0,15 = 36,419 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $e_1 = (1/3) \cdot c = (1/3) \cdot 180 = 60 \text{ мм},$

$c = 180 \text{ мм}$ – длина опирания плиты,

$e = h/2 - e_1 = 380/2 - 60 = 130 \text{ мм}.$

$e_{1\phi} = (1/3) \cdot c_{\phi} = (1/3) \cdot 90 = 30 \text{ мм},$

$c_{\phi} = 90 \text{ мм}$ – длина анкеровки,

$e_{\phi} = h/2 - e_{1\phi} = 380/2 - 30 = 150 \text{ мм}.$

$$N_3 = 16 \cdot (0,5 \cdot 0,12 \cdot 4,2) \cdot 1,1 + 1,0 \cdot (0,5 \cdot 0,13 \cdot 4,2) \cdot 1,3 = 4,790 \text{ кН}.$$

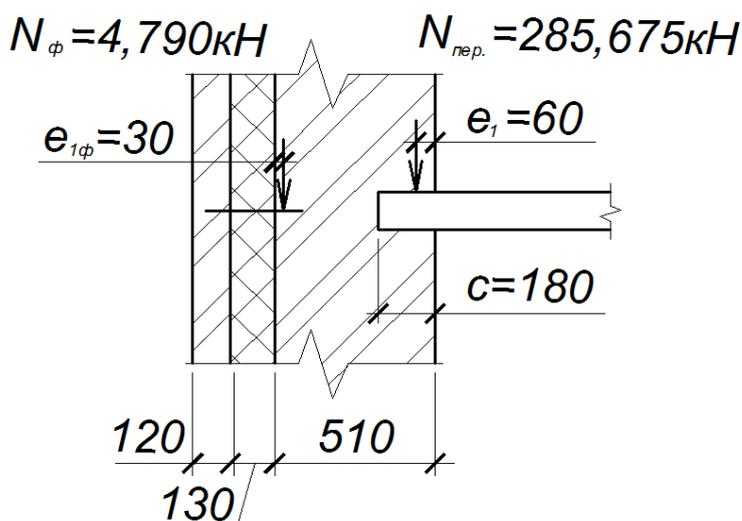


Рис. 3.5. Схема передачи усилий с перекрытия на стену.

- в сечении 1-1 (на уровне низа перемычки)

$$M_1 = \frac{H_{эм} - a}{H_{эм}} \cdot M = \frac{4,2 - 0,5}{4,2} \cdot 36,419 = 32,083 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Эксцентриситет продольной силы относительно оси симметрии простенка (начальный эксцентриситет):

$$e_0 = M_1/N_1 = 32,083/1570,792 = 0,021 \text{ м.}$$

3.5. Определение несущей способности простенка

Площадь поперечного сечения простенка

$$A = h \cdot B = 0,51 \cdot 1,94 = 0,9894 \text{ м}^2$$

Расчётная длина простенка равна высоте этажа $l_0 = H_{эм} = 4,2 \text{ м.}$

Марка кирпича М 125, марка цементно-песчаного раствора М 75.

Принимаем упругую характеристику кладки $\alpha = 1000$.

- поперечное армирование простенка сеткой из арматуры В500 диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 4 ряда кладки.

5. При армировании простенка сеткой из арматуры Вр 1 диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 4 ряда кладки упругая характеристика кладки равна

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{3,8}{4,267} = 891$$

$$R_u = 2 \cdot R = 2 \cdot 1,9 = 3,8 \text{ МПа}$$

$$R_{sku} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 1,9 + \frac{2 \cdot 246 \cdot 0,095}{100} = 4,267 \text{ МПа}$$

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 7,1}{300 \cdot 50} \cdot 100 = 0,095$$

6. Гибкость стены в пределах первого этажа

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4,2}{0,51} = 8,24$$

7. В зависимости от λ и α_{sk} определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,9054$.

8. Находим площадь и высоту сжатой зоны кладки

$$A_c = A \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{p} \right) = 1,94 \cdot 0,51 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,021}{0,51} \right) = 0,908 \text{ м}^2$$

$$h_c = h - 2 \cdot e_0 = 0,51 - 2 \cdot 0,021 = 0,468 \text{ м.}$$

9. В зависимости от гибкости сжатой части $\lambda_c = \frac{l_0}{h_c} = \frac{4,2}{0,468} = 8,97$ принимаем

коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения $\varphi_c = 0,8877$.

10. Находим среднее значение коэффициента продольного изгиба

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,9054 + 0,8877}{2} = 0,8966$$

$$R_{skb} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right) = 1,9 + \frac{2 \cdot 0,095 \cdot 225}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,021}{0,255}\right) = 2,257 \text{ МПа}$$

11. Определяем коэффициент армирования

$$\varpi = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,021}{0,51} = 1,041.$$

Предельная нагрузка на простенок

$$[N] = m_g \cdot \varphi_{cp} \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \varpi = 1 \cdot 0,8966 \cdot 2,257 \cdot 10^3 \cdot 0,908 \cdot 1,041 = 1912,788 \text{ кН} >$$

$$N_I = 1570,792 \text{ кН},$$

где $m_g = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,

R_{skb} – расчетное сопротивление сжатию кладки.

Прочность простенка обеспечена.

Запас прочности:

$$\frac{[N] - N_I}{N_I} \cdot 100\% = \frac{1912,788 - 1570,792}{1570,788} \cdot 100\% = 21,77\%.$$

- поперечное армирование простенка стеклопластиковой сеткой из арматуры диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 4 ряда кладки.

1. При армировании простенка стеклопластиковой сеткой из арматуры диаметром 3 мм (ячейка 50x50 мм) через 4 ряда кладки упругая характеристика кладки равна

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{3,8}{6,175} = 615$$

$$R_u = 2 \cdot R = 2 \cdot 1,9 = 3,8 \text{ МПа}$$

$$R_{sku} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 1,9 + \frac{2 \cdot 1250 \cdot 0,095}{100} = 6,175 \text{ МПа}$$

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 7,1}{300 \cdot 50} \cdot 100 = 0,095.$$

2. Гибкость стены в пределах первого этажа

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4,2}{0,51} = 8,24$$

3. В зависимости от λ и α_{sk} определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,8656$.

4. Находим площадь и высоту сжатой зоны кладки

$$A_c = A \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{p} \right) = 1,94 \cdot 0,51 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,021}{0,51} \right) = 0,908 \text{ м}^2$$

$$h_c = h - 2 \cdot e_0 = 0,51 - 2 \cdot 0,021 = 0,468 \text{ м.}$$

5. В зависимости от гибкости сжатой части $\lambda_c = \frac{l_0}{h_c} = \frac{4,2}{0,468} = 8,97$ принимаем

коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения $\varphi_c = 0,8439$.

6. Находим среднее значение коэффициента продольного изгиба

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,8656 + 0,8439}{2} = 0,8548$$

$$R_{skb} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y} \right) = 1,9 + \frac{2 \cdot 0,095 \cdot 812,5}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,021}{0,255} \right) = 3,189 \text{ МПа}$$

7. Определяем коэффициент армирования

$$\varpi = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,021}{0,51} = 1,041$$

8. Предельная нагрузка на простенок

$$[N] = m_g \cdot \varphi_{cp} \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \varpi = 1 \cdot 0,8439 \cdot 3,189 \cdot 10^3 \cdot 0,908 \cdot 1,041 = 2543,795 \text{ кН} >$$

$$N_1 = 1570,792 \text{ кН,}$$

где $m_g = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,

R_{skb} – расчетное сопротивление сжатию кладки.

Прочность простенка обеспечена.

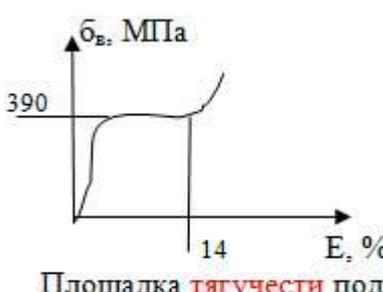
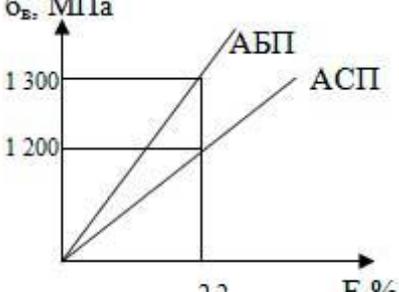
Запас прочности:

$$\frac{[N] - N_1}{N_1} \cdot 100\% = \frac{2543,795 - 1570,792}{1570,792} \cdot 100\% = 61,94\%.$$

3.6. Сравнение металлической и стеклопластиковой кладочных сеток.

Сравнение металлической и стеклопластиковой сеток

Таблица 3.4

Характеристики	Металлическая сетка	Стеклопластиковая
Диаметр	Ø 3 мм	Ø 3 мм
Размеры - для кирпичной колонны - для стены по оси «Н»	600 x 600 мм 500 x 1500 мм	600 x 600 мм 500 x 1500 мм
Средняя стоимость	50 руб	48 руб (экономия 4,2%)
Временное сопротивление при растяжении, МПа	246	1250
Модуль упругости, МПа	200000	55000
Характер поведения под нагрузкой (зависимость «напряжение-деформация»)	 <p>Площадка текучести под нагрузкой Кривая линия с площадкой текучести под нагрузкой</p>	 <p>Упруго-линейная зависимость до разрушения Прямая линия с упруголинейной зависимостью под нагрузкой до разрушения</p>
Коэффициент линейного расширения $\alpha \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	13-15	9-12
Коррозионная стойкость к агрессивным средам	Коррозирует с выделением продуктов ржавчины	Нержавеющий материал 1-ой группы химической стойкости, в том числе к щелочной среде бетона
Теплопроводность	Теплопроводна	Нетеплопроводна
Электропроводность	Электропроводна	Неэлектропроводна — диэлектрик
Экологичность	Экологична	Не выделяет вредных и токсичных веществ
Долговечность	По строительным нормам	Прогнозируемая долговеч. не менее 80 лет
Запас прочности - для колонны - для стены	1,53 % 21,77 %	27,33 % 61,94 %

Таким образом, 2,2 мм диаметр стеклопластиковой кладочной сетки заменяет 3 мм диаметр металлической. Кроме того, стеклопластик не ржавеет, его можно использовать в агрессивных средах. Для вычисления экономической эффективности замены металлической сетки композитной

стеклопластиковой рассмотрим среднюю стоимость применяемых в проекте сеток и другие характеристики.

Экономический выигрыш от применения стеклопластиковых сеток складывается из целого ряда факторов, а не только из одной только разницы в стоимости между погонным метром стальной и композитной арматуры.

Экономия может достигать до 50% при замене стальной сетки на композитную:

В 3-4 раза на транспорте (Композитная сетка в 9 раз легче, чем металл).

В 2 раза на разгрузке (Для разгрузки стальной сетки нужна дополнительная техника и рабочая сила. Композитную сетку легко разгрузить, перенести самостоятельно).

До 100% на присадках (Композитная сетка является на 100% антикоррозийной. С ней можно использовать любые присадки в бетон)

До 30% на обрезках (Композитная сетка изготавливается любой длины в отличие от металлической).

ВЫВОД: При использовании стеклопластиковой кладочной сетки экономический эффект есть, но он незначителен. Преимущество такого армирования достигается исключительно за счет высокой коррозионной стойкости арматуры, ее малого веса, удобства транспортировки, а также большего запаса прочности. Подавляющий объем рынка приходится на металлическую арматуру. Небольшая доля композитной арматуры (около 6%) связана, прежде всего, с ограниченностью ее применения и малой распространенностью на развивающихся рынках, а так же недостаточности ее исследования и неизвестности работы в конструкции с течением времени. При этом для некоторых стран, в частности США, Японии, стран Евросоюза, этот показатель достигает 20%. Мировые цены на металлическую строительную арматуру, которые напрямую зависят от стоимости сырья, продолжают увеличиваться. По разным оценкам, годовой рост составляет 7-10%, что может стать предпосылкой для увеличения спроса на композитную арматуру. В связи с постоянно растущими требованиями в сфере энергосбережения и ресурсосбережения, возникает потребность в материалах с низкой теплопроводностью.

Раздел 4. Основания и фундаменты

4.1. Инженерно-геологические условия

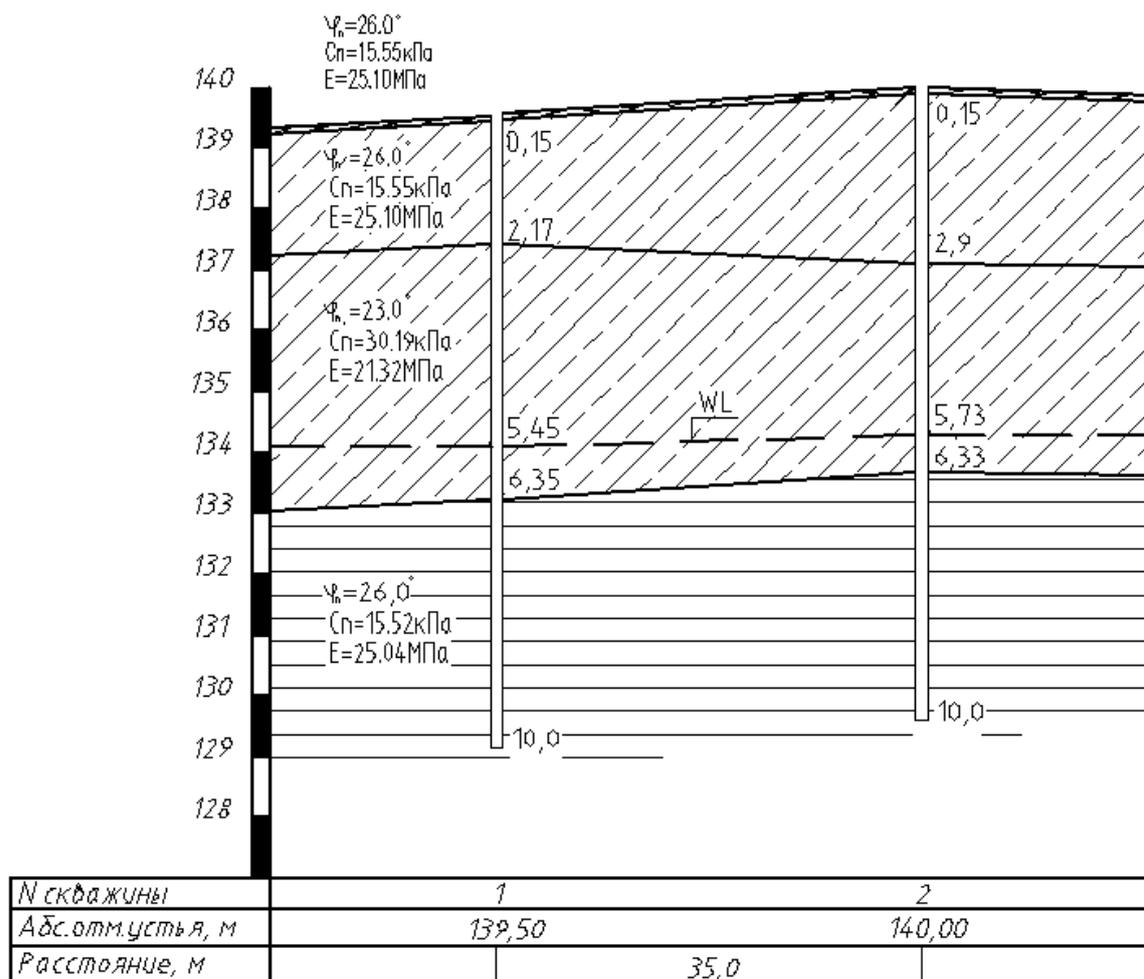


Рис. 4.1. Инженерно-геологический разрез.

4.2. Определение требуемых физико-механических характеристик грунта основания

Исходные и расчетные характеристики сводятся в таблицу 3.1

Физико-механические свойства грунта

Таблица 4.1

№ слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	ρ , т/м ³ γ , кН/м ³	ρ_s , т/м ³ γ_s , кН/м ³	ρ_d , т/м ³ γ_d , кН/м ³	W , %	W_p , %	W_L , %	I_p , %	I_L	e	S_r	C , кПа	φ	R_0 , кПа	E , МПа
1	Супесь пластичная	2,02 ÷ 2,75	2,05 20,5	2,66 26,6	1,73 17,3	18,4	14,5	19,9	5,4	0,72	0,54	-	15,55	26	281,84	25,10
2	Суглинок тугопластичный	3,43 ÷ 4,18	1,95 19,5	2,71 27,1	1,85 18,5	19,7	16,4	31,0	14,6	0,226	0,57	-	30,19	23	259,12	21,32
3	Супесь пластичная	3,65 ÷ 3,67	2,10 21,0	2,78 27,8	1,81 18,1	16,1	12,0	18,0	6,0	0,68	0,54	-	15,52	26	281,53	25,04

Скважина №1, отбор на глубине 2,0 м:

1.Т.к. $I_p > 1$, грунт пылевато-глинистый.

$$I_p = \omega_l - \omega_p - \text{число пластичности}$$

где ω_l – влажность на границе текучести;

ω_p – влажность на границе раскатывания

$I_p = 19,9 - 14,5 = 5,4\%$ следовательно данный пылевато-глинистый грунт является супесью так как $1 \leq I_p = 5,4 \leq 7$;

2.Определяем состояние супеси:

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_l - \omega_p}, \text{ где } \omega - \text{влажность грунта в естественном состоянии}$$

$$I_l = \frac{18,4 - 14,5}{19,9 - 14,5} = 0,72 - \text{супесь пластичная так как } 0 \leq I_l = 0,72 \leq 1,0 ;$$

3.Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot \omega}, \text{ где } \rho - \text{плотность грунта в естественном состоянии}$$

ω - влажность грунта в естественном состоянии.

$$\rho_d = \frac{2,05}{1 + 0,01 \cdot 18,4} = 1,73 \text{ т} / \text{м}^3 ;$$

4.Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \text{ где } \rho_s - \text{плотность частиц грунта}$$

$$e = \frac{2,66}{1,73} - 1 = 0,54 ;$$

5.Для пылевато-глинистых грунтов степень влажности не определяется;

6.Удельное сцепление: $C_n = 15,55 \text{ кПа}$

7.Угол внутреннего трения: $\varphi_n = 26,0^\circ$

8.Модуль деформации: $E = 25,10 \text{ МПа}$

9.Расчётное сопротивление: $R_o = 281,84 \text{ кПа}$;

Вывод: исследуемый грунт – супесь пылеватая пластичная, для которой $E = 25,10 \text{ МПа}$, $\varphi_n = 26,0^\circ$, $C_n = 15,55 \text{ кПа}$, $R_o = 281,84 \text{ кПа}$;

Скважина №2, отбор на глубине 5,0 м:

1.Т.к. $7 < I_p = 14,6 < 17$, грунт пылевато-глинистый.

2. $I_p = \omega_l - \omega_p$ - число пластичности

$I_p = 31 - 16,4 = 14,6\%$ следовательно данный пылевато-глинистый грунт является суглинком так как $7 < I_p = 14,6 < 17$;

3.Определяем состояние суглинка:

$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{19,7 - 16,4}{31 - 16,4} = 0,226$ - суглинок полутвердый так как

$I_L = 0,226 < 0,25$;

4.Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{1,95}{1 + 0,01 \cdot 19,7} = 1,63 \text{ т/м}^3;$$

5.Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{2,71}{1,63} - 1 = 0,66;$$

6.Для пылевато - глинистых грунтов степень влажности не определяется;

7.Удельное сцепление: $C_n = 30,19 \text{ кПа}$

8.Угол внутреннего трения: $\varphi_n = 23,0^\circ$

9.Модуль деформации: $E = 21,32 \text{ МПа}$

10.Расчётное сопротивление: $R_o = 259,12 \text{ кПа}$;

Вывод: исследуемый грунт – суглинок тугопластичный, для которого $E = 21,32 \text{ МПа}$, $\varphi_n = 23,0^\circ$, $C_n = 30,19 \text{ кПа}$, $R_o = 259,12 \text{ кПа}$;

Скважина №3, отбор на глубине 10,0 м:

1.Т.к. $I_p = 6 < 7$, грунт пылевато-глинистый.

2. $I_p = \omega_l - \omega_p$ - число пластичности

$I_p = 18 - 12 = 6\%$ следовательно данный пылевато-глинистый грунт является супесью так как $I_p = 6 < 7$;

3. Определяем состояние супеси

$$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{16,1 - 12,0}{18,0 - 12,0} = 0,68 - \text{супесь пластичная так как } 0 < I_L = 0,68 < 1;$$

4. Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01w} = \frac{2,10}{1 + 0,01 \cdot 16,1} = 1,81 \text{ т/м}^3$$

5. Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{2,78}{1,81} - 1 = 0,54;$$

6. Для пылевато-глинистых грунтов степень влажности не определяется;

7. Удельное сцепление: $C_n = 15,52 \text{ кПа}$

8. Угол внутреннего трения: $\varphi_n = 26,0^\circ$

9. Модуль деформации: $E = 25,04 \text{ МПа}$

10. Расчетное сопротивление: $R_o = 281,53 \text{ кПа}$;

Вывод: исследуемый грунт – супесь пылеватая пластичная для которого

$$E = 25,04 \text{ МПа}, \varphi_n = 26,0^\circ, C_n = 15,52 \text{ кПа}, R_o = 281,53 \text{ кПа};$$

4.3. Расчет свайного фундамента под колонну К.1

4.3.1. Расчет по несущей способности

Требуется рассчитать свайный фундамент под железобетонную колонну сечением 40x40 см. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента:

- при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} N_I &= N_{\text{кров}} + N_{\text{покp}} + 2 \cdot N_{\text{балк}} + N_{\text{колон}} + N_{\text{снег}} = \\ &= 3,8 \cdot 6,275^2 + 4,4 \cdot 6,275^2 + 2 \cdot 3,22 \cdot 0,3 \cdot 6,275 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 7,42 \cdot 25 \cdot 1,1 + 1,8 \cdot 6,275^2 = \\ &= 438,528 \text{ кН} \end{aligned}$$

- при расчете по деформации:

$$N_1 = 365,440 \text{ кН.}$$

Глубина заложения подошвы ростверка d_p по конструктивным соображениям принята равной – 0,65 м.

Выбираем тип свай. По грунтовым условиям острие сваи находится в сжимаемом грунте, следовательно свая висячая. Длина сваи принимается из соображения, чтобы острие сваи располагалось в наиболее прочном слое грунта. В рассматриваемом случае предпочтение стоит отдать слою с показателем текучести $I_L = 0,226$ и модулем деформации $E = 21,32$ МПа. В несущий слой (суглинок полутвердый) нижний конец сваи необходимо заглублять не менее чем на один метр.

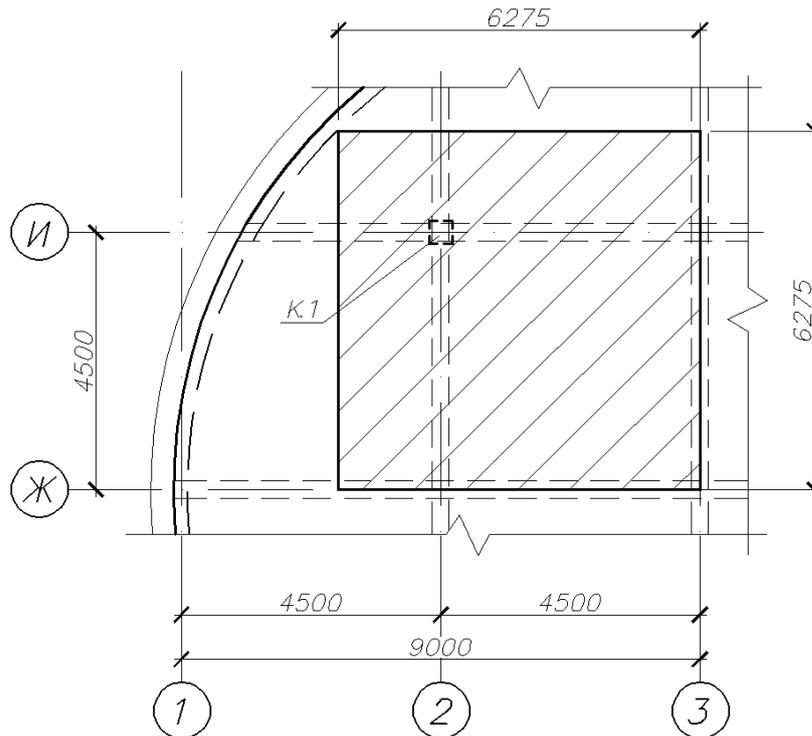


Рис. 4.2. К определению нагрузок на фундамент под колонну К.1

Определяем длину сваи

$$l_{св} = l_0 + l_{зр} + l_{н.сл.}$$

l_0 - глубина заделки сваи в ростверк

$l_{зр}$ - расстояние от подошвы до несущего слоя грунта

$l_{н.сл.}$ - глубина забивки сваи в несущий слой грунта

$$l_{св} = 0,10 + 1,40 + 1,50 = 3,0 м$$

Принимаем сваю С 30.20 – 3.

Определим несущую способность висячей сваи по грунту:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{сR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{сf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;
 R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа,
 принимаемое по [20, табл.1];
 A – площадь опирания сваи на грунт, $A = 0,1174 \text{ м}^2$;

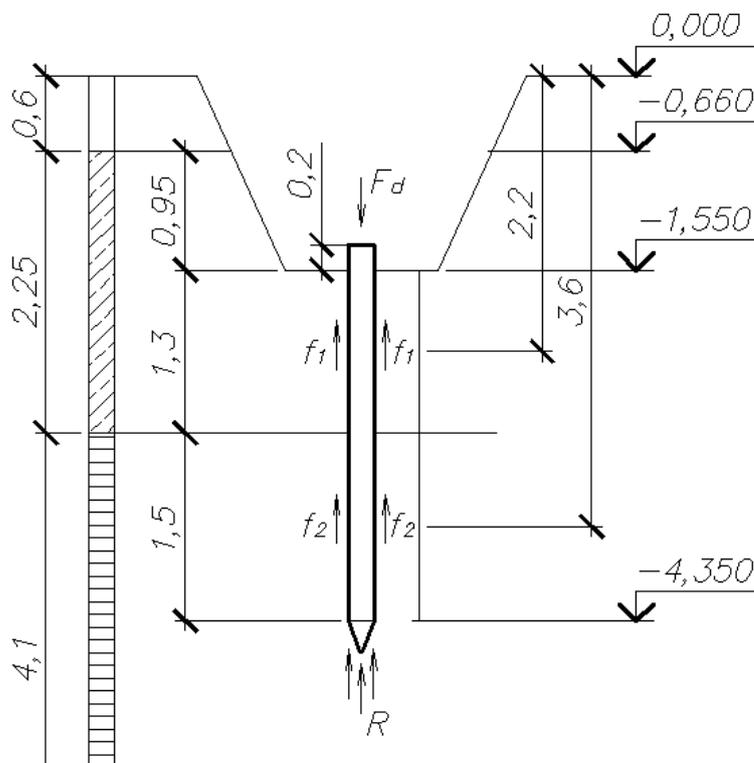


Рис. 4.3. Расчетная схема сваи

γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, принимаемые по [20, табл.3];

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по [20, табл. 2];

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

Определяем глубину забивки сваи d от отметки природного рельефа до острия: $d = 3,95 \text{ м}$.

В зависимости от глубины забивки сваи d и показателя текучести $I_L=0,226$ по таблице 1 [6] определяем расчетное сопротивление грунта $R = 3442,5 \text{ кПа}$.

f_i определяем по z_i

Таблица 4.2

z_i	$z_1 = 2,20 \text{ м}$	$z_2 = 3,60 \text{ м}$
f_i	$f_1 = 6,84 \text{ кПа}$	$f_2 = 47,30 \text{ кПа}$

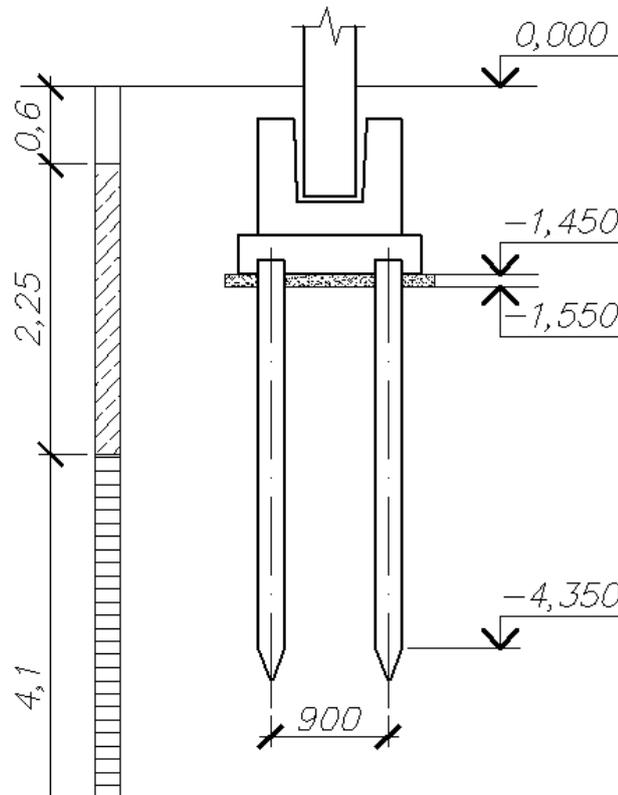


Рис. 4.4. Схема свайного фундамента под колонну

Несущая способность висячей сваи по материалу во многих случаях больше, чем по грунту, поэтому ограничимся определением несущей способности принятой сваи по грунту.

$$F_d = 1 \cdot \left(1 \cdot 3442,5 \cdot 0,1174 + 0,2 \cdot 3,0 \cdot \left((1,0 \cdot 6,84 \cdot 1,3) + (1,0 \cdot 47,30 \cdot 1,5) \right) \right) = 260,49 \text{ кН}$$

Рассчитаем одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания:

$$N_{p.d.} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{260,49}{1,4} = 186,064 \text{ кН.}$$

Определим предварительное количество свай в кусте:

$$n = 1,2 \cdot \frac{N_I}{N_{p.d.}} = 1,2 \cdot \frac{438,528}{186,064} = 3,1$$

$n=4 \text{ шт.}$

Принимаем минимальное количество свай равное 4 марки С 30.20 – 2.

Конструируем ростверк учитывая, что расстояние между осями свай должно быть от $3d$ до $6d$ (здесь d – сторона сваи).

Существует необходимость исключить взаимовлияние свай на их несущую способность, для этого необходимо ограничить минимальное расстояние между ними. Считается, что при расстоянии между сваями менее $3d$ несущая способность соседних свай складывается из сопротивления одной и той же межсвайной зоны грунта, а ограничение максимального расстояния $6d$ вызвано стремлением рационального конструирования ростверка.

Расчет свайного фундамента сводится к проверке $N \leq N_{p,d}$.

$$N = \frac{N_I + Q_P}{n} = \frac{438,528 + 38,448}{4} = 119,244 \text{ кН}$$

$$Q_P = b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot \gamma_{cp} = ((1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,2) + (1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,0) \cdot 24) = 38,448 \text{ кН.}$$

$$N = 119,244 \text{ кН} < N_{p,d} = 186,064 \text{ кН.}$$

4.3.2. Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям

Расчет фундамента из висячих свай и его оснований по деформациям следует производить как для условного фундамента на естественном основании.

Строим условный фундамент на естественном основании АБВГ.

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта определяем по формуле:

$$\varphi_{mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{IIIi} \cdot h_i}{\sum h_i}$$

где φ_{IIIi} – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных, пройденных сваями, слоев грунта толщиной h_i .

$$\varphi_{mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{IIIi} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{26 \cdot 1,3 + 23 \cdot 1,5}{1,3 + 1,5} = 24,40^\circ$$

Из полученных точек пересечения А и Б восстанавливаются перпендикуляры к поверхности грунта (точки В и Г). Таким образом, свайный фундамент заменяется грунтосвайным блоком АБВГ.

Размеры условного фундамента АБВГ:

$$x = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II \text{ mt}}}{4} = 2,9 \cdot \operatorname{tg} \frac{24,40}{4} = 0,31 \text{ м};$$

$$l_y = 4,5d + 2 \cdot x = 0,9 + 0,62 = 1,52 \text{ м};$$

$$b_y = 4,5d + 2 \cdot x = 0,9 + 0,62 = 1,52 \text{ м};$$

$$H_y = 4,35 \text{ м.}$$

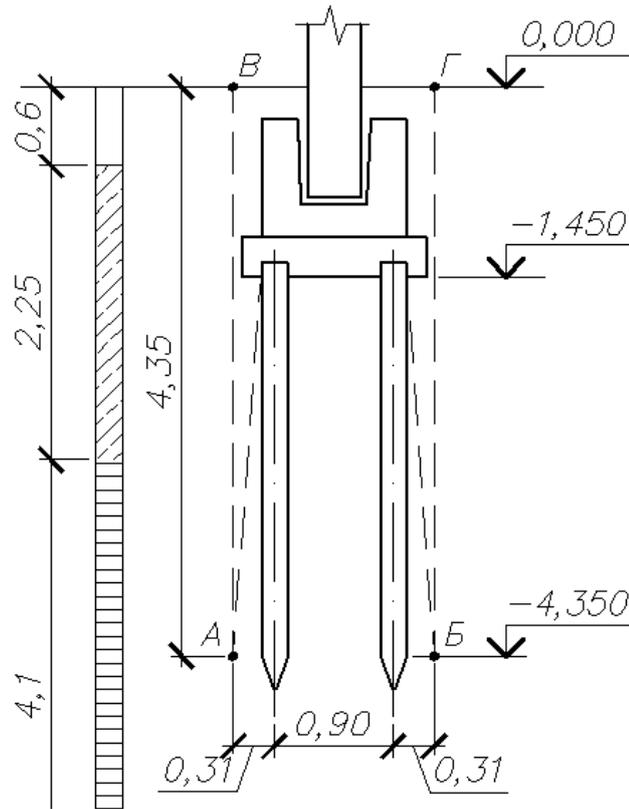


Рис. 4.5. Схема свайного фундамента для расчета по второй группе предельных состояний.

Вес условного фундамента:

$$N_y = b_y \cdot l_y \cdot H_y \cdot \rho_{\text{ср}};$$

$$N_y = 1,52 \cdot 1,52 \cdot 4,35 \cdot 20 = 201,005 \text{ кН.}$$

Вычисляем среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_y = \frac{365,440 + 201,005}{1,52 \cdot 1,52} = 245,172 \text{ кПа};$$

При расчете осадок проверяется условие, чтобы давление под подошвой условного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта на уровне АБ $P_y \leq R$, $P_{\text{max}} < 1,2R$.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}];$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$; $K_z = 1,0$; $M_{\gamma} = 0,66$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$;
 $\gamma_{II} = \rho \cdot g = 1,95 \cdot 9,81 = 19,13 \text{ кН/м}^3$;

$$\gamma'_{II} = \frac{2,85 \cdot 20,11 + 1,5 \cdot 19,13}{2,85 + 1,5} = 19,77 \text{ кН/м}^3$$

$$d_1 = 4,35 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,52 \cdot 19,13 + 3,65 \cdot 4,35 \cdot 19,77 + (3,65 - 1) \cdot 0 \cdot 19,77 + 6,24 \cdot 30,19] =$$

$$= 651,844 \text{ кПа};$$

$P_y = 245,172 \text{ кПа} < R = 651,844 \text{ кПа}$, условие выполняется.

Используем при расчете осадки расчетную схему основания в виде линейно-деформированного полупространства и определяем осадку методом послойного суммирования.

Разбиваем грунтовую толщу ниже подошвы фундамента на слои толщиной $h_i \leq B_y = 0,4 \cdot 1,52 = 0,608 \text{ м}$.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{IIIi} \cdot h_i$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zq0} = 2,05 \cdot 9,81 \cdot 2,85 + 1,95 \cdot 9,81 \cdot 1,50 = 86,01 \text{ кПа},$$

$$P_0 = P - \sigma_{zq0} = 245,172 - 86,01 = 159,162 \text{ кПа},$$

где $P = 245,172 \text{ кПа}$;

σ_{zq0} – среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zr} = P_0 \cdot \alpha$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 5 \text{ МПа} \quad \sigma_{zr} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 5 \text{ МПа} \quad \sigma_{zr} \leq 0,1 \sigma_{zq}$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 10 \text{ см} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадка}).$$

$$P_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}; \beta = 0,8.$$

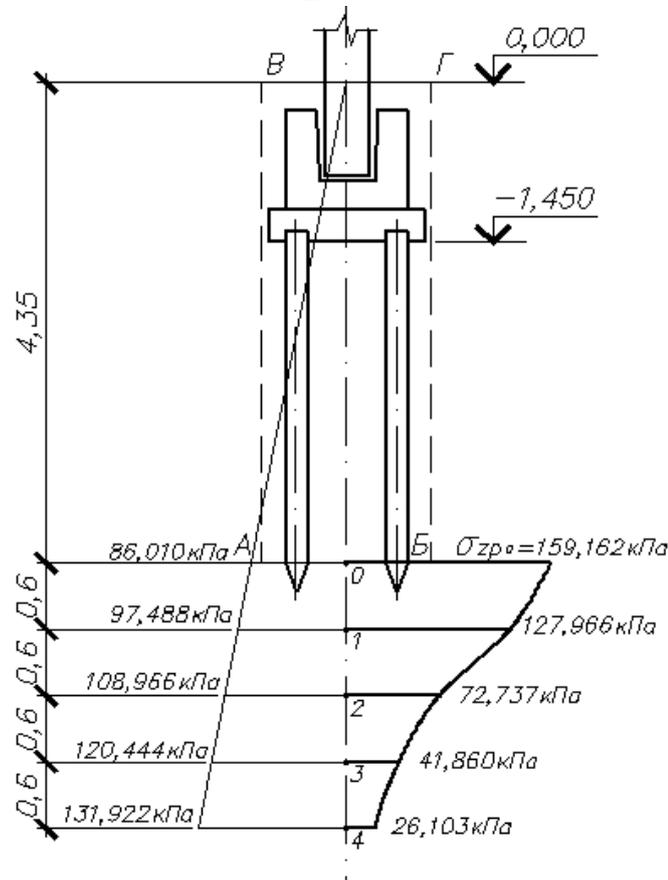


Рис. 4.6. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформированном пространстве.

Весь расчет сводим в таблицу.

Расчет осадки свайного фундамента.

Таблица 4.3

№ точки	z, м	σ_{zq} , кПа	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, МПа
0	0	86,01	0	1	1,000	159,162		21,32
1	0,6	97,488	0,79		0,804	127,966	143,564	
2	1,2	108,966	1,58		0,457	72,737	100,353	
3	1,8	120,444	2,37		0,263	41,860	57,299	
4	2,4	131,922	3,16		0,164	26,103	33,982	

По результатам расчета строим эпюры природного и дополнительного давления.

$$\sigma_{zp4} = 26,103 \text{ кПа} < 0,2 \cdot \sigma_{q4} = 0,2 \cdot 131,922 = 26,384 \text{ кПа};$$

Нижней границей является 5 слой.

Определяем осадку

$$S = \frac{0,8}{10^3} \cdot \left(\frac{143,564 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{100,353 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{57,299 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{33,982 \cdot 0,6}{21,32} \right) =$$
$$= 0,0076 \text{ м} < S_u = 0,01 \text{ м} - \text{условие выполняется.}$$

4.4. Расчет ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «Н»

4.4.1. Расчет по несущей способности

Требуется рассчитать свайный фундамент под несущую кирпичную стену по оси «Н» толщиной 750 мм.

Рассчитаем нагрузку на фундамент.

Вычисляем расчётную продольную силу от веса стены

$$N_{cm} = (n-1)(h_{эт} \cdot B - A_{np}) \cdot \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f =$$
$$= 12,22 \cdot 1,0 \cdot 0,51 \cdot 1,1 \cdot 18 = 123,400 \text{ кН,}$$

где $\delta = 0,51 \text{ м}$ – толщина стены,

$\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ – объёмный вес кирпичной кладки,

Вычисляем расчётную продольную силу от перекрытия

$$N_{перек} = q_1 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{пл}}{2} = 9,805 \cdot 1,0 \cdot \frac{8,58}{2} + \frac{51,909}{2} = 67,018 \text{ кН,}$$

где $N_{пл}$ – расчётная нагрузка от веса плиты.

$$N_{пл} = b_{пл} \cdot h_{пл} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 0,22 \cdot 8,58 \cdot 25 \cdot 1,1 = 51,909 \text{ кН,}$$

где $b_{пл} = 1,0 \text{ м}$ – шаг плит перекрытия,

$h_{пл} = 0,22 \text{ м}$ – высота плиты перекрытия,

$l = 8,58 \text{ м}$ – длина плиты перекрытия,

$\gamma_f = 1,1$.

Вычисляем расчётную продольную силу от покрытия

$$N_{покр} = q_2 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{пл}}{2} = 8,864 \cdot 1,0 \cdot \frac{8,58}{2} + \frac{51,909}{2} = 63,981 \text{ кН,}$$

$$N_{фасад} = q_{облиц} + q_{утепл.} = \rho_1 \cdot B \cdot \delta_1 \cdot l + \rho_2 \cdot B \cdot \delta_2 \cdot l = 16 \cdot 1,0 \cdot 0,12 \cdot 12,55 + 1 \cdot 1,0 \cdot 0,13 \cdot 12,55 =$$
$$= 25,728 \text{ кН.}$$

Максимальная нагрузка по обрезу фундамента:

- при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned}
 N_I &= \sum N = N_{ст} + (n-1) \cdot N_{перек.} + N_{покр.} + N_{фасаd.} = \\
 &= 123,400 + 2 \cdot 67,018 + 63,981 + 25,728 = \\
 &= 347,135 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

- при расчете по деформации:

$$N_{II} = 289,288 \text{ кН.}$$

Низ ростверка находится на одном уровне с поверхностью земли.

Отметка низа ростверка – 0,800 м.

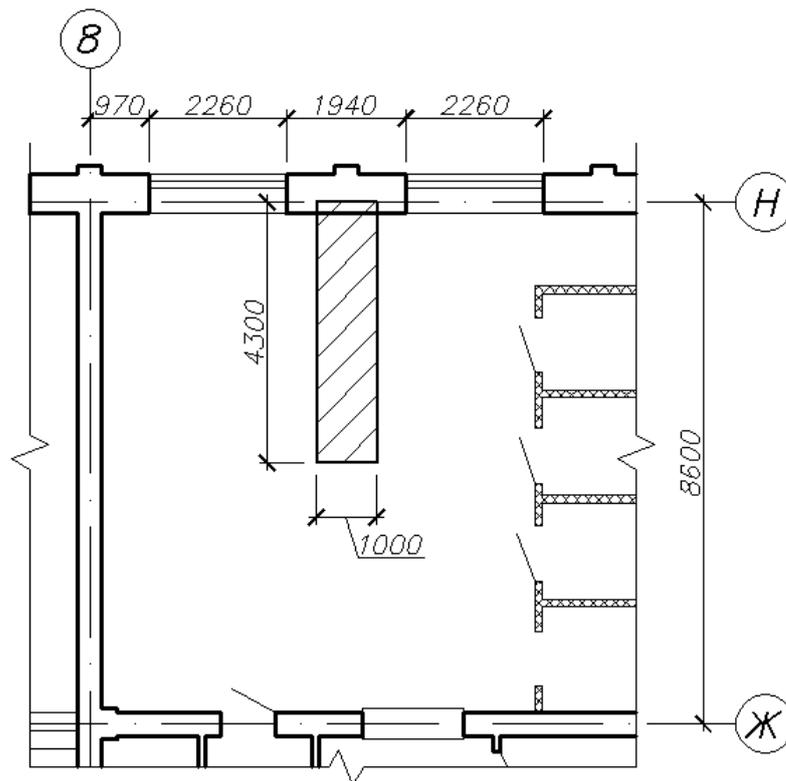


Рис. 4.7. К определению нагрузок на фундаменты.

Свая висячая. В несущий слой (суглинок полутвердый с показателем текучести $I_L = 0,226$ и модулем деформации $E = 21,32$ МПа) нижний конец сваи необходимо заглублять не менее чем на 1 м.

Определяем длину сваи

$$l_{св} = l_0 + l_{зр} + l_{н.сл.}$$

$$l_{св} = 0,10 + 2,70 + 1,20 = 4,0 \text{ м}$$

Принимаем сваю С 40.30 – 3 (длина сваи 4 м с сечением 0,3x0,3 м).

Определим несущую способность висячей сваи по грунту:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{сR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{сf} \cdot f_i \cdot h_i \right),$$

где $A = 0,1841 \text{ м}^2$;

Определяем глубину забивки сваи d от отметки природного рельефа до острия: $d = 3,9 \text{ м}$.

В зависимости от глубины забивки сваи d и показателя текучести $I_L=0,226$ по таблице 1 [6] определяем расчетное сопротивление грунта $R = 3389,8 \text{ кПа}$.

Разбиваем пласты грунта на однородные слои мощностью не более 2 м.

Определив средние глубины залегания каждого из слоев z_i , найдем f_i по [21, табл.2]:

Таблица 4.4

z_i	$z_1 = 1,00 \text{ м}$	$z_2 = 2,35 \text{ м}$	$z_3 = 3,30 \text{ м}$
f_i	$f_1 = 4,00 \text{ кПа}$	$f_2 = 7,02 \text{ кПа}$	$f_3 = 45,96 \text{ кПа}$

Несущая способность висячей сваи по материалу во многих случаях больше, чем по грунту, поэтому ограничимся определением несущей способности принятой сваи по грунту.

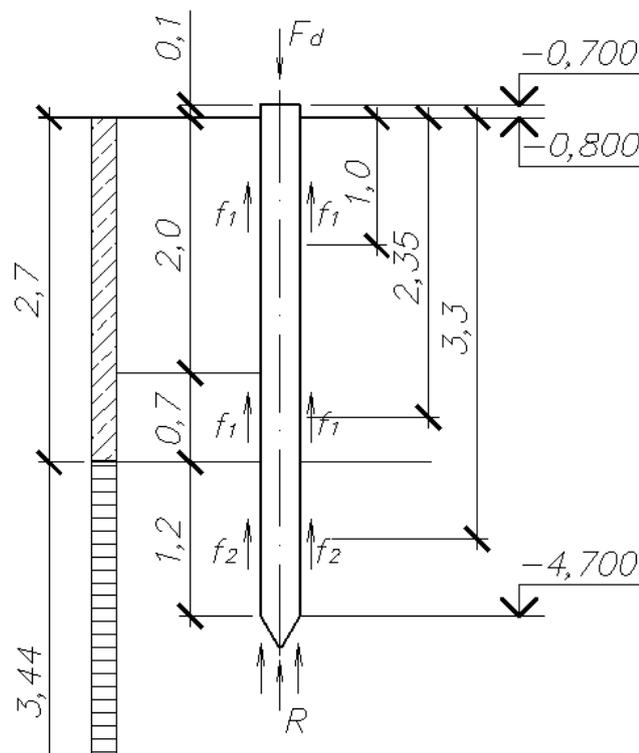


Рис. 4.8. Схема ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «Н».

Определим несущую способность принятой сваи по грунту.

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right),$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3389,8 \cdot 0,1841 + 0,3 \cdot 4,0 \cdot ((1 \cdot 4,0 \cdot 2) + (1 \cdot 7,02 \cdot 0,7) + (1 \cdot 45,96 \cdot 1,2))) = 705,74 \text{ кН}$$

Шаг свай под стену принимается из условия, чтобы нагрузка, передаваемая на сваю, не превышала расчетно-допустимую.

$$P \leq P_{p.d.} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{705,74}{1,4} = 504,1 \text{ кН.}$$

Затем с учетом погонной нагрузки от стены определяем шаг свай ленточного свайного ростверка

$$c \leq \frac{P_{p.d.}}{N_1 + Q_p} = \frac{504,1}{347,145 + 13} = 1,3 \text{ м}$$

где $Q_p = 0,65 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 25 = 13 \text{ кН.}$

Принимаем однострочное расположение свай в плане с расстоянием между осями свай $c = 1 \text{ м.}$

Принимаем высоту ростверка $h_p = 0,8 \text{ м}$ и ширину $b_p = 0,65 \text{ м.}$

Расчетная нагрузка на сваи составит:

$$N = \frac{N_1 + Q_p}{n} \cdot c = \frac{347,145 + 13,00}{1,0} \cdot 1 = 360,145 \text{ кН} < P_{p.d.} = 504,1 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

4.4.2. Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям

Расчет фундамента из висячих свай и его оснований по деформациям следует производить как для условного фундамента на естественном основании АБВГ.

$$\varphi_{mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{26 \cdot 2,0 + 26 \cdot 0,7 + 23 \cdot 1,2}{2,0 + 0,7 + 1,2} = 25,08^\circ$$

Размеры условного фундамента АБВГ:

$$x = h \cdot tg \frac{\varphi_{IImt}}{4} = 3,9 \cdot tg \frac{25,08}{4} = 0,43 \text{ м;}$$

$$l_y = d + 2 \cdot x = 0,30 + 0,86 = 1,16 \text{ м;}$$

$$b_y = d + 2 \cdot x = 0,30 + 0,86 = 1,16 \text{ м;}$$

$$H_y = 3,90 \text{ м.}$$

Вес условного фундамента:

$$N_y = b_y \cdot l_y \cdot H_y \cdot \rho_{cp};$$

$$N_y = 1,16 \cdot 1,16 \cdot 3,90 \cdot 20 = 104,957 \text{ кН.}$$

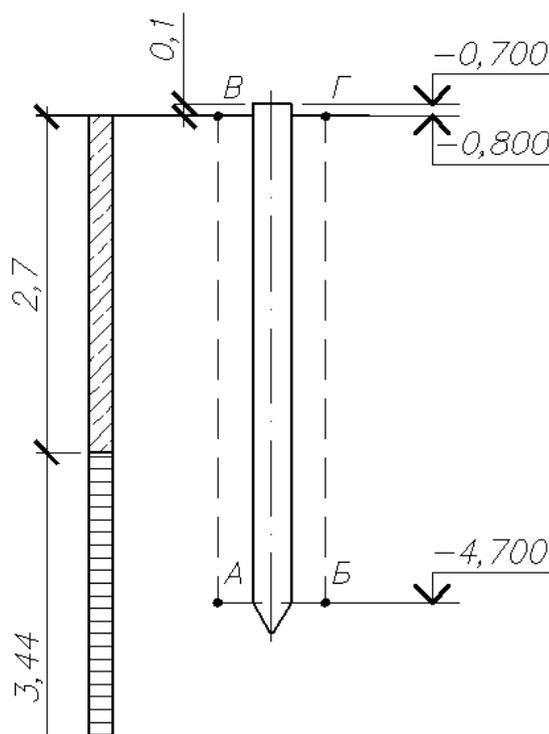


Рис. 4.9. Схема свайного фундамента для расчета по второй группе предельных состояний.

Вычисляем среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_y = \frac{N_{II} + N_y}{l_y \cdot b_y} = \frac{289,288 + 104,957}{1,16 \cdot 1,16} = 292,988 \text{ кПа;}$$

При расчете осадок проверяется условие, чтобы давление под подошвой условного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта на уровне АБ $P_y \leq R$, $P_{\max} < 1,2R$.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}];$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$; $K_z = 1,0$; $M_\gamma = 0,66$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$;

$$\gamma_{II} = \rho \cdot g = 1,95 \cdot 9,81 = 19,13 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{2,7 \cdot 20,11 + 1,2 \cdot 19,13}{2,7 + 1,2} = 19,81 \text{ кН/м}^3$$

$$d_1 = 3,90 \text{ м;}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,16 \cdot 19,13 + 3,65 \cdot 3,9 \cdot 19,81 + (3,65 - 1) \cdot 0 \cdot 19,81 + 6,24 \cdot 30,19] =$$

$$= 606,284 \text{ кПа};$$

$$P_y = 292,988 \text{ кПа} < R = 606,284 \text{ кПа}, \text{ условие выполняется.}$$

Разбиваем грунтовую толщу ниже подошвы фундамента на слои толщиной $h_i \leq B_y = 0,4 \cdot 1,16 = 0,464 \text{ м}$.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{ли} \cdot h_i$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zq0} = 2,05 \cdot 9,81 \cdot 2,7 + 1,95 \cdot 9,81 \cdot 1,20 = 77,254 \text{ кПа},$$

$$P_0 = P - \sigma_{zq0} = 292,988 - 77,254 = 215,734 \text{ кПа},$$

где σ_{zq0} – среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 5 \text{ МПа} \quad \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Расчет осадки свайного фундамента.

Таблица 4.5

№ точки	z, м	σ_{zq} , кПа	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	A	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, МПа
0	0	77,254	0	1	1,000	215,734		21,32
1	0,45	85,862	0,78		0,808	174,313	195,024	
2	0,90	94,470	1,55		0,469	101,179	137,746	
3	1,35	103,078	2,33		0,271	58,464	79,822	
4	1,80	111,686	3,10		0,170	36,675	47,570	
5	2,25	120,294	3,95		0,111	23,946	30,311	

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 10 \text{ см} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадка}).$$

$$P_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}; \beta = 0,8.$$

$$\sigma_{zp5} = 23,946 \text{ кПа} < 0,2 \cdot \sigma_{q5} = 0,2 \cdot 120,294 = 24,059 \text{ кПа};$$

Нижней границей является 6 слой.

Определяем осадку

$$S = \frac{0,8}{10^3} \cdot \left(\frac{195,024 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{137,746 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{79,822 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{47,57 \cdot 0,6}{21,32} + \frac{30,311 \cdot 0,6}{21,32} \right) =$$

$$= 0,0098 \text{ м} < S_u = 0,01 \text{ м} - \text{условие выполняется.}$$

4.5. Расчет ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «8»

Требуется рассчитать свайный фундамент под несущую кирпичную стену по оси «8» толщиной 380 мм.

Рассчитаем нагрузку на фундамент.

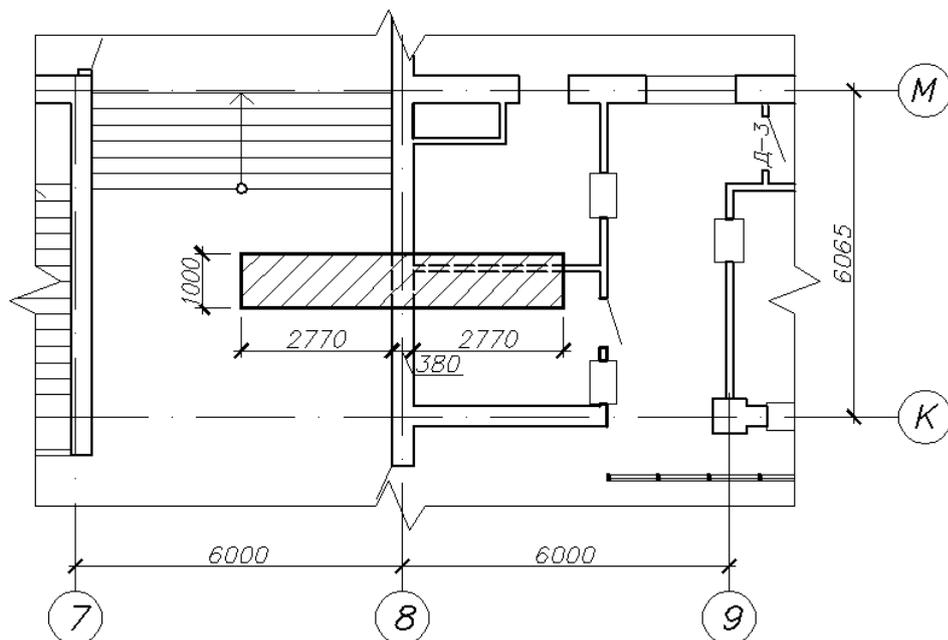


Рис. 4.10. К определению нагрузок на фундаменты.

Вычисляем расчётную продольную силу от веса стены

$$N_{ст} = H \cdot B \cdot \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f =$$

$$= 12,22 \cdot 1,0 \cdot 0,38 \cdot 18 \cdot 1,1 = 91,943 \text{ кН},$$

где $\delta = 0,38 \text{ м}$ – толщина стены,

$\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ – объёмный вес кирпичной кладки.

Вычисляем расчётную продольную силу от перекрытия

$$N_{перек} = q_1 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{пл}}{2} = 9,805 \cdot 1,0 \cdot 2,77 + \frac{35,09}{2} = 44,705 \text{ кН},$$

где $N_{пл}$ – расчётная нагрузка от веса плиты.

$$N_{пл} = b_{пл} \cdot h_{пл} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 0,22 \cdot 5,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 35,09 \text{ кН},$$

Вычисляем расчётную продольную силу от покрытия

$$N_{покр.1} = q \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{нл}}{2} = 10,7284 \cdot 1,0 \cdot \frac{5,8}{2} + \frac{35,09}{2} = 48,657 \text{ кН},$$

$$N_{покр.2} = q_2 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{нл}}{2} = 8,864 \cdot 1,0 \cdot \frac{5,8}{2} + \frac{35,09}{2} = 43,251 \text{ кН},$$

Максимальная нагрузка по обрезу фундамента:

- при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} N_I &= \sum N = N_{см} + 3 \cdot N_{перек.} + N_{покр.1} + N_{покр.2} = \\ &= 91,943 + 3 \cdot 44,705 + 48,657 + 43,251 = \\ &= 317,966 \text{ кН}. \end{aligned}$$

- при расчете по деформации:

$$N_{II} = 264,972 \text{ кН}.$$

Низ ростверка находится на одном уровне с поверхностью земли.

Отметка низа ростверка – 0,800 м.

Определяем длину сваи

$$l_{св} = l_0 + l_{гр} + l_{н.сл.} = 0,10 + 2,70 + 1,20 = 4,0 \text{ м}$$

Принимаем сваю С 40.30 – 3 (длина сваи 4 м с сечением 0,3х0,3 м).

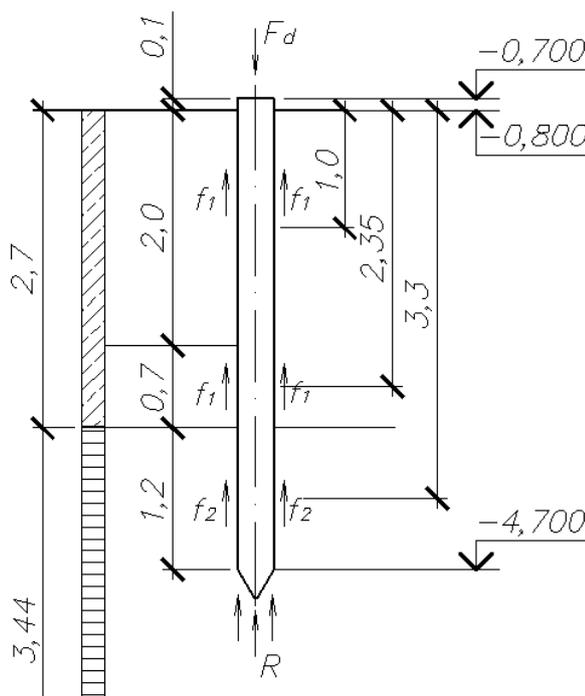


Рис. 4.11. Схема ленточного свайного фундамента под несущую стену по оси «Н».

Определим несущую способность висячей сваи по грунту:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

Определяем глубину забивки свай d от отметки природного рельефа до острия: $d = 3,9$ м.

В зависимости от глубины забивки свай d и показателя текучести $I_L=0,226$ по таблице 1 [6] определяем расчетное сопротивление грунта $R = 3389,8$ кПа.

Разбиваем пласты грунта на однородные слои мощностью не более 2 м.

Определив средние глубины залегания каждого из слоев z_i , найдем f_i по [21, табл.2]:

Таблица 4.6

z_i	$z_1 = 1,00$ м	$z_2 = 2,35$ м	$z_3 = 3,30$ м
f_i	$f_1 = 4,00$ кПа	$f_2 = 7,02$ кПа	$f_3 = 45,96$ кПа

Определим несущую способность принятой свай по грунту.

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3389,8 \cdot 0,1841 + 0,3 \cdot 4,0 \cdot ((1 \cdot 4,0 \cdot 2) + (1 \cdot 7,02 \cdot 0,7) + (1 \cdot 45,96 \cdot 1,2))) = 705,74 \text{ кН}$$

Шаг свай под стену принимается из условия, чтобы нагрузка, передаваемая на сваю, не превышала расчетно-допустимую.

$$P \leq P_{p.d.} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{705,74}{1,4} = 504,1 \text{ кН.}$$

Затем с учетом погонной нагрузки от стены определяем шаг свай ленточного свайного ростверка

$$c \leq \frac{P_{p.d.}}{N_1 + Q_p} = \frac{504,1}{317,966 + 10} = 1,54 \text{ м}$$

где $Q_p = 0,50 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 25 = 10$ кН.

Принимаем однострочное расположение свай в плане с расстоянием между осями свай $c = 1,0$ м.

Принимаем высоту ростверка $h_p = 0,8$ м и ширину $b_p = 0,50$ м.

Расчетная нагрузка на сваи составит:

$$N = \frac{N_1 + Q_p}{n} \cdot c = \frac{317,966 + 10,00}{1,0} \cdot 1,2 = 393,559 \text{ кН} < P_{p.d.} = 504,1 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Раздел 5. Технология и организация строительного производства

5.1. Определение объемов работ

Целью настоящего раздела является выбор наиболее рациональных экономически целесообразных методов безопасного производства работ.

Определение объемов работ – начальный этап проекта производства работ. Этот пункт предполагает анализ технического проекта, рабочих чертежей здания с технологических позиций рационального ведения работ. Спецификация используется для подсчетов объема работ по основным, вспомогательным и транспортным процессам, которые являются основными частями всего строительного-монтажного производства.

Спецификация сборных элементов

Таблица 5.1

№	Наименование элемента	Марка эл-та	Общее кол-во эл-тов	Габаритные размеры, мм			Масса, т	
				L	b	h	1 эл-та	всех эл-тов
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПП-1	Плита перекрытия	ПК 86.15	81	8600	1500	220	4,00	324,00
ПП-2	Плита перекрытия	ПК 86.12	9	8600	1200	220	3,30	29,70
ПП-3	Плита перекрытия	ПК 70.15	3	7000	1500	220	3,27	9,81
ПП-4	Плита перекрытия	ПБ 69.15	3	6900	1200	220	3,39	10,17
ПП-5	Плита перекрытия	ПК 68.12	3	6800	1200	220	2,41	7,23
ПП-5	Плита перекрытия	ПК 68.10	6	6800	1000	220	2,23	13,38
ПП-6	Плита перекрытия	ПБ 64.15*	1	6400	1500	220	3,00	3,00
ПП-7	Плита перекрытия	ПБ 59.15	9	5900	1500	220	2,825	25,425
ПП-8	Плита перекрытия	ПБ 59.12	21	5900	1200	220	2,11	44,31
ПП-9	Плита перекрытия	ПБ 58.15	42	5800	1500	220	2,73	114,66
ПП-10	Плита перекрытия	ПБ 58.12	21	5800	1200	220	2,07	43,47
ПП-11	Плита перекрытия	ПБ 58.10	5	5800	1000	220	1,71	8,55
ПП-12	Плита перекрытия	ПК 57.15	4	5700	1500	220	2,75	11,00

ПП-13	Плита перекрытия	ПК 57.12	9	5700	1200	220	2,05	18,45
ПП-14	Плита перекрытия	ПК 57.10	6	5700	1000	220	1,675	10,05
ПП-15	Плита перекрытия	ПБ 55.15	2	5500	1500	220	2,72	5,44
ПП-16	Плита перекрытия	ПБ 52.15	6	5200	1500	220	2,42	14,52
ПП-17	Плита перекрытия	ПБ 49.15	3	4900	1500	220	2,285	6,855
ПП-18	Плита перекрытия	ПК 30.15	6	3000	1500	220	1,425	8,55
ПП-19	Плита перекрытия	ПК 30.12	2	3000	1500	220	1,11	2,22
ПП-20	Плита перекрытия	ПК 30.10	1	3000	1500	220	0,915	0,915
ЛМ-1	Лестничный марш	ЛМФ49. 14.21-5	4	4946	1350	2100	1,93	7,72
ЛМ-2	Лестничный марш	ЛМФ42. 14.18-5	2	4249	1350	1800	1,53	3,06
ЛП-1	Площадка лестничная	ЛПФ28.11-5	5	2800	1140	90	1,10	5,50
П-1	Прогон ж/б	ПРГ60.2,5-4	1	5980	200	500	1,50	1,50
БЛ-1	Балка лестничная	БЛ-31,4.18.35	1	3100	250	350	0,325	0,325
Р.1	Ригель ж/б монолитный	Р.1	3					
Р.2	Ригель ж/б монолитный	Р.2	1					
Р.3	Ригель ж/б монолитный	Р.3	1					
Р.4	Ригель ж/б	Р4.33	4	3280	300	400	0,90	3,60
Р.5	Ригель ж/б	РДП 4.26	2	2560	565	450	1,125	2,25
Р.6	Ригель ж/б	РДП 4.56	2	5560	565	450	2,55	5,10
Р.7	Ригель ж/б	Р 4.60	1	5980	300	400	1,795	1,795
Р.8	Ригель ж/б	Р2-72-57	2	5660	400	450	1,98	3,96

Определение объемов каменных работ.

Определение объемов каменных работ по объекту:

$$V_{\text{кл}} = 350,0 + 590,0 + 290,0 + 280,0 + 660,0 + 0,25 \cdot 275 + 0,12 \cdot 181 + 0,12 \cdot 305 = 2297,1 \text{ м}^3$$

Определение объемов вспомогательных работ.

1. Заливка швов плит перекрытия и покрытия. Определяется суммарной длиной швов между плитами перекрытия:

$$V_{\text{зал}} = 46,90 \text{ м.п.}$$

2. Установка и разборка подмостей. Определяется объемом каменной кладки за вычетом объема 1 яруса, выкладываемого без подмостей:

$$V_k = 1330,0 \text{ м}^3$$

3. Объем работ по подаче кирпича. Определяется количеством кирпича, необходимого для кладки:

$$V_{\text{под}} = 2297,1 \times 300/1000 = 690 \text{ шт.}$$

4. Объем работ по подаче раствора. Определяется объемом необходимого для кладки раствора:

$$V_{\text{р-ра}} = 2297,1 \times 0,23 = 528,33 \text{ м}^3$$

Ведомость объемов работ

Таблица 5.2

№ п/п	Наименование работ	Ед. изм.	Объем работ	Обоснование
1	2	3	4	5
Монтажные работы				
Основные				
1	Укладка плит перекрытия до 5м ²	100 шт.	0,09	Е4-1-7
2	Укладка плит перекрытия до 10 м ²	100 шт.	2,47	Е4-1-7
3	Установка лестничных маршей	100 шт.	0,06	Е4-1-10
4	Установка лестничных площадок	100 шт.	0,05	Е4-1-10
5	Укладка брусчатых перемычек до 0,3т	100 шт.	2,25	Е3-16
6	Укладка ж/б прогонов	100 шт.	0,10	Е3-16
Вспомогательные				
7	Заливка швов плит перекрытия	100 м	46,90	Е4-1-16
8	Антикоррозионное покрытие сварных стыков	100 м	50,20	Е4-1-22
Каменные работы				
Основные				
9	Кирпичная кладка стен наружных 380 мм с утеплителем из минераловатных плит при высоте этажа свыше 4 м	м ³	350,00	Е3-3
9	Кирпичная кладка стен наружных 380 мм с утеплителем из минераловатных плит при высоте этажа до 4 м	м ³	590,00	Е3-3
10	Кирпичная кладка стен 640 мм при высоте этажа свыше 4 м	м ³	290,00	Е3-3

11	Кирпичная кладка стен внутренних 380 мм при высоте свыше 4 м	м ³	280,00	Е3-3
11	Кирпичная кладка стен внутренних 380 мм при высоте до 4 м	м ³	660,00	Е3-3
12	Кирпичная кладка перегородок 250 мм при высоте этажа до 4 м	м ²	275,00	Е3-3
12	Кирпичная кладка перегородок 120 мм при высоте этажа свыше 4 м	м ²	181,00	Е3-12
12	Кирпичная кладка перегородок 120 мм при высоте этажа до 4 м	м ²	305,00	Е3-12
Вспомогательные				
17	Установка и разборка подмостей	10 м ³	133,00	Е3-20
18	Подача кирпича на поддонах	1000 шт	690,00	Е1-7
19	Подача раствора в ящиках	м ³	528,33	Е1-7

5.2. Расчет требуемых параметров монтажных кранов

Для определения требуемой высоты подъема крюка, минимального вылета стрелы крана и его требуемой грузоподъемности выполним следующие расчёты, показав их на схеме (рис. 4.1).

Наиболее тяжёлым из монтируемых элементов покрытия является железобетонная многопустотная плита покрытия марки ПК 86.15, массой 4,00 т.

а) Требуемая грузоподъемность Q_{TP} , т:

$$Q_{TP} = q_{Э} + q_{С} = 4,00 + 0,22 = 4,22 \text{ т}$$

где: $q_{Э}$ – масса монтируемого элемента, т;

$q_{С}$ – масса грузозахватного приспособления, т.

б) Требуемая высота подъема крюка крана H_{TP} , м:

$$H_{TP} = h + h_{Д} + h_{З} + h_{С} = 11,90 + 1,0 + 0,22 + 3,0 = 16,12 \text{ м.}$$

где h – превышение проектного уровня установки конструкции над уровнем стоянки крана, м;

$h_{Д}$ – высота кондуктора (при монтаже балок, если монтаж ведется с применением кондукторов), м;

$h_{З}$ – запас по высоте, равный 1 м;

$h_{Э}$ – монтажная высота элемента, м;

$h_{С}$ – расчетная высота строповки, м.

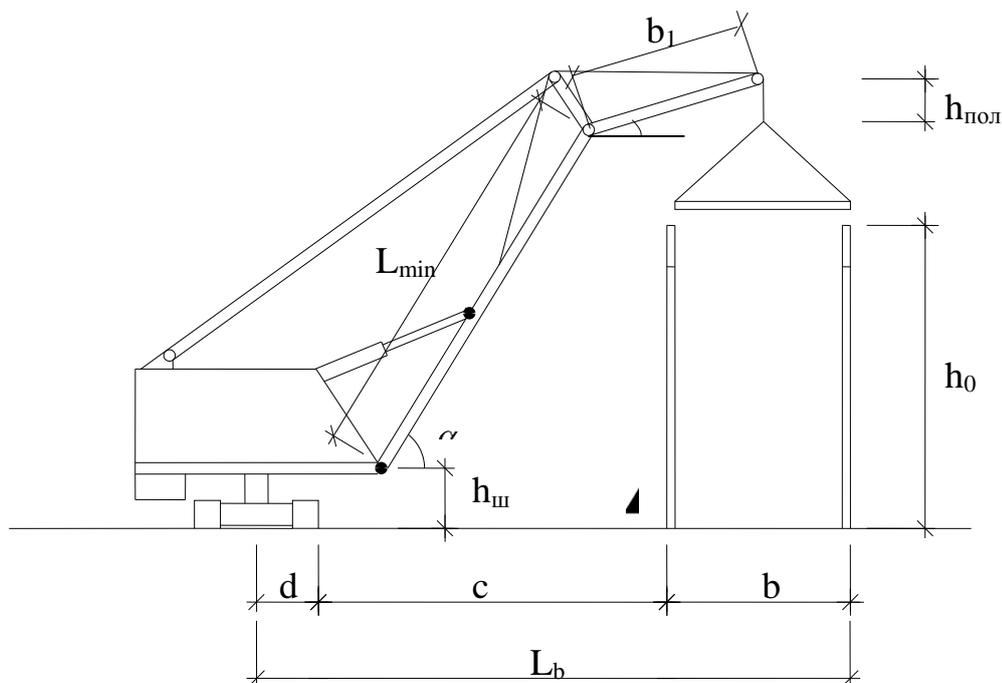


Рис. 5.1. Схема к определению требуемых монтажных характеристик крана

в) Определяем высоту подъема стрелы

$$H_{\text{стр}} = H_{\text{ТР}} + h_n = 16,12 + 2 = 18,12 \text{ м,}$$

где h_n – высота полиспаста в стянутом положении (2 м).

г) Требуемый вылет стрелы крана $L_{\text{ТР}}$, м.

$$L_{\text{ТР}} = \frac{(e + c + d) \cdot (H_{\text{стр}} - h_{\text{ш}})}{h_{\text{сп}} + h_n} + a = \frac{(1,0 + 0,5 + 4,29) \cdot (18,12 - 1,5)}{3,0 + 2,0} + 1,5 = 20,75 \text{ м}$$

где e – половина толщины стрелы на уровне верха монтируемого элемента или ранее смонтированной конструкции (1,0 м)

c – минимальный зазор между стрелой и монтируемым элементом (0,5 м);

d – расстояние от центра тяжести до приближенного к стреле края элемента;

a – половина базы крана (1,5 м);

$h_{\text{ш}}$ – расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота стрелы, м.

д) Требуемая длина стрелы

$$l_{\text{ТР}} = \sqrt{(H_{\text{стр}} - h_{\text{ш}})^2 + (L_{\text{ТР}} - a)^2} = \sqrt{(18,12 - 1,5)^2 + (20,75 - 1,5)^2} = 25,43 \text{ м}$$

По требуемым монтажным характеристикам подбираем кран для монтажа конструкций.

Принимаем стреловой самоходный гусеничный монтажный полноповоротный дизель-электрический кран СКГ-40/63: башенно-стреловое исполнение (основная стрела 25 м + вставка + маневровый гусек 20,5 м), который имеет следующие технические характеристики:

Вылет стрелы, м:

максимальный – 22,3;

минимальный – 10;

Грузоподъемность, т:

максимальная – 10,0;

минимальная – 5,0;

Высота подъема крюка, м:

максимальная – 43,5;

минимальная – 24,5;

Скорости, м/мин:

подъема (опускания) груза – 5,6;

посадки – 0,4;

Скорость передвижения крана км/час – 1;

Скорость поворота платформы, об/мин – 0,3;

Угол поворота платформы, град – 360;

Масса крана (с основной стрелой), т – 58,5.

5.3. Выбор и описание метода производства работ

Строительство объекта планируется в три основных этапа:

1-й этап – возведение подземной части здания;

2-й этап – строительство надземной части здания;

3-й этап – организация отделочных работ.

Первый этап. Ведущим процессом является монтаж конструкций подземной части здания. Для выполнения работ используется кран в башенно-стреловом исполнении на пневмоколесном ходу грузоподъемностью 10,0 т. Отрывку котлована выполняем бульдозером ДЗ-54С, мощностью

79 кВт(108л.с.). Забивку свай – дизель-молотом С-995 на базе СП-28А. Вырубку бетона из арматурного каркаса свай – отбойным молотком, обрезку арматуры – газорезочным агрегатом. Ростверк по сваям устраивается из монолитного железобетона. Засыпку пазух фундаментов осуществляется после выполнения вертикальной гидроизоляции стен.

Второй этап. Включает следующие работы:

- общестроительные по возведению коробки здания;
- специальные работы.

Ведущим процессом является кирпичная кладка стен, монтаж сборных конструкций и возведение монолитных конструкций.

Монтаж конструкций надземной части здания осуществляется с помощью стрелового самоходного гусеничного крана СКГ-40/63: башенно-стреловое исполнение (основная стрела+вставка+маневровый гусек 20,5 м) грузоподъемностью 10 т.

Организация специальных работ производится совместно с общестроительными и отделочными. До начала специальных работ должны быть выполнены:

- монтаж не менее двух этажей;
- остекление окон;
- работы по пробивке штроб, отверстий и штукатурка ниш под отопительные приборы.

Специальные работы организуются параллельно между собой и в 2 этапа:

- 1-й этап сантехнических работ включает в себя монтаж внутренних систем горячего и холодного водоснабжения, отопления и газоснабжения. Этот этап должен быть выполнен до начала штукатурных работ.

- 2-й этап сантехнических работ начинается после 1-го цикла малярных работ.

- 1-й этап электромонтажных работ включает разметку трасс, пробивку и сверление гнезд, штроб, монтаж стояков, труб, раскладку проводов с частичной заделкой в стенах и в подготовке под полы, установку щитов.

Комплекс работ заканчивается затяжкой проводов, сборкой и проверкой собранных систем.

- 2-й этап электромонтажных работ начинают после окраски потолков и заканчивают после окраски стен. На этом этапе выполняется подвеска светильников, монтаж выключателей, монтажных коробок, розеток и т.д.

После завершения отделочных работ прокладываем слаботочные разводки.

Третий этап. Перед началом отделочных работ должны быть выполнены:

- строительные работы, черновые сантехнические и электромонтажные работы;
- смонтированы грузовые подъёмники;
- обеспечены подъезды к ним автотранспорта;
- смонтированы и подключены стояки временного водоснабжения, электроснабжения и осветительные сети;
- остеклены окна.

Для ведения работ третьего этапа здание разбивается на две захватки.

Штукатурные работы ведутся в такой последовательности: в санузлах, кухнях, затем в комнатах и в завершении на лестничной клетке.

Облицовочные работы выполнять вслед за штукатурными работами. По окончании штукатурных и облицовочных работ производится повторное остекление окон, если оно требуется.

Малярные работы выполняются в два этапа:

1-й этап – выполняется шпатлёвка и окраска потолков, наружных откосов окон, подготовка под окраску стен.

2-й этап – производится окраска стен и столярки. Малярные работы по лестничным клеткам выполняются после окончания работ по учебным классам и коридорам. Завершают отделочные работы окраской плинтусов.

5.4. Определение потребности в транспортных средствах

Потребность в машинах, механизмах, транспорте, определяется на основании объемов работ и сроков их выполнения

$$N = \frac{Q \cdot t_{ц}}{(T \cdot q_n \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3)},$$

где Q — общее количество груза, перевозимое за расчетный период, т;

$t_{ц}$ — продолжительность цикла транспортной единицы, ч;

T — продолжительность расчетного периода, ч.;

q_n — грузоподъемность транспортной единицы;

k_1 — коэффициент использования грузоподъемности, т.е. отношение массы перевозимого груза к номинальной грузоподъемности;

k_2 — коэффициент использования машин по скорости ($k_2 = 0,8$);

k_3 — коэффициент использования машин по времени (0,85).

$$t_{ц} = t_{n-p} + \frac{2l}{v_{cp}},$$

где t_{n-p} — продолжительность погрузо-разгрузочных работ, мин. (15 мин.);

l — расстояние перевозки, км. (15÷20);

v_{cp} — средняя скорость движения транспорта (50 км/ч).

$$t_{ц} = 0,25 + \frac{2 \cdot 15}{50} = 0,85$$

Для перевозки плит перекрытия и покрытия используется плитовоз на базе КамАЗ-5511 грузоподъемностью 20 т. Объем перевозимого груза равен 739,94 т.

$$N = \frac{739,94 \cdot 0,85}{(160 \cdot 20 \cdot 0,39 \cdot 0,8 \cdot 0,85)} = 0,74 \text{шт.} - \text{принимаем 1 машину.}$$

Для перевозки бетона используется бетоновоз КАМАЗ, грузоподъемностью 11 т. Объем перевозимого груза 3600 т.

$$N = \frac{3600,0 \cdot 0,85}{(320 \cdot 11 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,85)} = 1,42 \text{шт.} - \text{принимаем 2 машины.}$$

Для перевозки балок используется балковоз на базе КрАЗ-252, грузоподъемностью 20 т. Объем перевозимого груза 95,3 т.

$$N = \frac{95,3 \cdot 0,85}{(160 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,85)} = 0,1 \text{шт.} - \text{принимаем 1 машину.}$$

Для перевозки кирпичей используется КамАЗ, грузоподъемностью 15,3 т. Объем перевозимого груза 4134,78 т.

$$N = \frac{4134,78 \cdot 0,85}{(320 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,85)} = 0,9 \text{шт.} - \text{принимаем 1 машину.}$$

Ведомость потребности в строительных машинах.

Таблица 5.3

№	Наименование	Марка	Количество	Назначение
1	Балковоз	КрАЗ-252	1	Перевозка перемычек и свай и фундаментных блоков
2	Для перевозки кирпича	КамАЗ	1	Перевозка кирпича
3	Плитовоз	ЗИЛ-130В1	1	Перевозка плит покрытия и перекрытия
4	Бетоновоз	КамАЗ	2	Перевозка жидких бетонных смесей
5	Битумовоз	КамАЗ	1	Перевозка битумных материалов

5.5. Расчет и проектирование стройгенплана

В данном разделе ВКР разрабатывается объектный строительный генеральный план для основного периода строительства (монтаж надземной части) здания.

Строительный генеральный план (СГП) необходим для определения состава и размещения объектов строительного хозяйства в целях максимальной эффективности их использования.

5.5.1. Порядок проектирования временного строительства на СГП

Объёмы строительства временных зданий на строительной площадке рассчитывают по количеству и номенклатуре в соответствии с рекомендуемыми нормами и максимальной численностью рабочих.

$$N_{\text{общ}} = (N_{\text{раб}} + N_{\text{итр}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{охр}}) \cdot k_0,$$

$$N_{\text{раб}} = 35 \text{ чел.}; N = 35/0,84 = 42 \text{ чел.}; N_{\text{итр}} = 42 \cdot 0,11 = 5 \text{ чел.};$$

$$N_{\text{служ}} = 42 \cdot 0,036 = 2 \text{ чел.}; N_{\text{охр}} = 42 \cdot 0,015 = 1 \text{ чел.};$$

$$N_{\text{общ}} = (35+5+2+1) \cdot 1,05 = 46 \text{ чел.}$$

Ведомость расчёта временных зданий и сооружений

Таблица 5.4

№ п/п	Наименование	Расчётное число работающих, чел.	Норма м ² на 1 чел.	Требуемая площадь, м ²	Принятые временные здания		
					тип здания	размеры, м	кол-во, шт
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Проходная	1	5	5	передв.	3*5*2,7	1
2.	Комната для отдыха, обогрева, приёма пищи и сушки спецодежды рабочих	46	1	46	передв.	10*5*2,8	1
3.	Душевая	46	0,6	27,6	передв.	5*4*3	2
4.	Прорабская	5	-	20	контейн.	9*4*2,7	1
5.	Диспетчерская	2	7	14	контейн.	6*3*2,7	1
6.	Туалет для - мужчин - женщин	31 15	0,07 0,14	2,17 2,10	контейн.	7,5*3*3	2

5.5.2. Расчет складских помещений и площадок

Определяем наибольший суточный расход материалов $Q_{\text{сут}}$:

$$Q_{\text{сут}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{T},$$

где $Q_{\text{общ}}$ – количество материала, требуемого для осуществления строительства в течение расчетного периода (графа 3);

T – продолжительность расчетного периода выполнения работы, дн. (из календарного плана);

Находим запас материалов на складе $Q_{\text{зап}}$

$$Q_{\text{зап}} = Q_{\text{сут}} \cdot \alpha \cdot n \cdot k,$$

где $Q_{\text{сут}}$ – суточный расклад материалов;

α – коэффициент неравномерности поступления;

k – коэффициент неравномерности потребления;

n – норма запасов материалов, дн.

Полезная площадь склада без проходов F

$$F = \frac{Q_{\text{зап}}}{q},$$

где q – норма хранения материалов на 1 м² площади склада.

Общая расчетная площадь склада S определяем по формуле

$$S = \frac{F}{\beta},$$

где β – коэффициент, учитывающий проходы.

Размеры складов в плане назначаем, исходя из удобства погрузочно-разгрузочных работ и фактических размеров складываемых ресурсов.

Ведомость расчета складских площадей

Таблица 5.5

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность $Q_{\text{общ}}$	Продолжительность укладки материалов в конструкцию T , дни	Наибольший суточный расход $Q_{\text{общ}}/T$	Число дней запаса, n	Коэффициент неравномерного поступления, α	Коэффициент неравномерности потребления, k	Запас на складе, $Q_{\text{зап}}$	Норма хранения на 1 м ² площади, q	Полезная площадь склада, F , м ²	Коэффициент использования площади склада, β	Полная площадь склада, S , м ²	Размер склада, м	Характеристика склада
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Кирпич	тыс. шт.	690	53	13	3	1,1	1,3	55,8	0,7	79,7	0,7	114	47,4x1,2 (2 шт.)	открытый
Плиты перекрытия	м ³	2112	13	162	3	1,1	1,3	695	0,95	731	0,7	1020	170x6	открытый
Прогоны и ригели	м ³	45	43	1	3	1,1	1,3	4,3	0,8	5,4	0,6	9	6x1,5	открытый
Мин. вата в плитах	м ³	1325	30	44,2	3	1,1	1,3	189,6	3	63,2	0,7	80	11x10	закрыт

Линолеум	м ²	1413	8	176,6	8	1,1	1,3	2020	100	20,2	0,6	28		
Краски	кг	88	15	5,9	10	1,1	1,3	84,4	900	0,1	0,6	0,2		
Плитка керамич.	м ²	984	18	54,7	10	1,1	1,3	782,2	80	9,8	0,6	17		
Рулонные материалы	м ²	1290	4	322,5	4	1,1	1,3	1844	360	5,1	0,7	7	5x5	навес

5.5.3. Расчёт потребности строительства в воде

Для водоснабжения строительной площадки потребность в воде определяется по формуле:

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}},$$

$Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{хоз}}$, $Q_{\text{пож}}$ – соответственно суммарная потребность в воде на производственные, хозяйственно-бытовые и противопожарные нужды, л/с.

Расход воды для производственных нужд (на период устройства фундаментов):

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{н}} \cdot K_{\text{ч}} \cdot q_{\text{н}} \cdot N_{\text{н}} / (3600 \cdot t),$$

$$K_{\text{н}} = 1,2;$$

$$K_{\text{ч}} = 1,5;$$

$q_{\text{н}}$ – удельный расход воды на производственные нужды;

$N_{\text{н}}$ – количество производственных потребителей (установок, машин и др. в наиболее загруженную смену), шт;

t – кол-во учитываемых расчётом часов в смену.

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1700 \cdot 8 / (3600 \cdot 8) = 0,85 \text{ л/с.}$$

Расчёт воды для обеспечения хозяйственно-бытовых нужд:

$$Q_{\text{хоз}} = q_{\text{х}} \cdot n_{\text{р}} \cdot K_{\text{ч}} / (3600 \cdot t) + q_{\text{д}} \cdot n_{\text{д}} / (60 \cdot t_1);$$

$$Q_{\text{хоз}} = 15 \cdot 67 \cdot 1,5 / (3600 \cdot 8) + 30 \cdot 27 / (60 \cdot 45) = 0,35 \text{ л/с.}$$

Минимальный расход воды для противопожарных целей;

$$Q_{\text{пож}} = 20 \text{ л/с.}$$

С учётом того, что во время пожара потребление воды на производственные и хозяйственные цели

$$Q_{\text{расч}} = 0,85 + 0,35 + 20 = 21,2 \text{ л/с.}$$

Диаметр труб водопровода наружной напорной сети:

$$D = 35,69 \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{v}} = 35,69 \sqrt{\frac{21,2}{1,5}} = 134,2 \text{ мм,}$$

где $v = 1,5$ м/с – скорость движения воды по трубам.

Принимаем трубы $D = 150$ мм, $Q = 15 - 28,5$ л/с.

5.5.4. Временное электроснабжение строительной площадки

Основным источником энергии, используемым при строительстве зданий и сооружений, служит электроэнергия.

Электроэнергия на строительной площадке потребляется для питания машин, т. е. производственных нужд, для наружного и внутреннего освещения и на технологические нужды.

5.5.4.1. Выбор типа трансформаторной подстанции

На основании календарного плана, графика работы машин и стройгенплана определяем электропотребители и их мощность (кВт), устанавливаемая в период максимального потребления электроэнергии.

Общая трансформаторная мощность P_p , кВт

$$P_p = \alpha \cdot \left(\sum \frac{k_{1c} P_c}{\cos \varphi} + \frac{k_{2c} P_T}{\cos \varphi} + \sum k_{3c} \cdot P_{\text{о.в}} + P_{\text{о.н.}} \right),$$

$$P_p = 1,05 \left(\left(\frac{100 \cdot 0,3}{0,5} + \frac{24 \cdot 0,8}{0,4} \right) + 0,8 \cdot 0,091 \cdot 329 + 1(825,53 \cdot 0,0125) \right) = 149,38 \text{ кВт}$$

где $\alpha = 1,05$ - коэффициент, учитывающий потери в сети в зависимости от протяженности, сечения и т.п.;

k_{1c}, \dots, k_{3c} - коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей;

P_c - силовая мощность, кВт;

P_T - технологическая мощность, кВт;

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности;

$P_{\text{о.в.}}, P_{\text{о.н.}}$ мощность соответственно внутреннего и наружного освещения,

кВт

При полученной мощности принимаем инвентарную трансформаторную подстанцию глубокого ввода 35/0,4 кВ мощностью 180 кВт, так как для временного электроснабжения строительных площадок это наиболее целесообразно.

5.5.4.2. Расчёт количества прожекторов

Определяем количество прожекторов по формуле:

$$n = p \cdot E \cdot S / P_{л},$$

где $p = 0,335 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{лк}$ – удельная мощность для прожекторов,

$E = 0,5 \text{ лк}$ – освещённость,

$S = 14590 \text{ м}^2$ – величина площадки, подлежащей освещению,

$P_{л} = 500 \text{ Вт}$ – мощность лампы прожектора.

$$n = 0,335 \cdot 0,5 \cdot 14590 / 500 = 5,1 \text{ шт.}$$

На наружное освещение принимаем 6 прожекторов ПЗС-35 при $P_{л}=500\text{Вт}$, на внутреннее принимаем 125 лампочек мощностью 100Вт.

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{50000}{300}} = 13,0 \text{ м,}$$

где $J_{\max} = 50 \text{ кд}$ - максимальная сила света.

Параметры установки прожектора:

- высота установки 14 м, угол наклона прожекторов $\theta=15^\circ$,
- угол между оптическими осями прожекторов $\tau=15^\circ$.

5.5.5. Расчёт потребностей строительства в тепле

На строительной площадке тепловая энергия используется для выполнения строительных работ и отопления временных зданий, а так же зданий, строящихся в зимнее время. Постоянными источниками теплоснабжения служат существующие сети от центральных и местных котельных.

Временное теплоснабжение строительной площадки предназначено для отопления и горячего водоснабжения бытовых, служебных и подсобно-

вспомогательных зданий и сооружений. Кроме того, тепло необходимо в зимний период для отопления зданий, тепляков и технологических нужд.

Общую потребность в тепле $Q_{\text{общ}}$, кДж/ч, вычисляем по формуле:

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2 + Q_3)k_1k_2$$

где Q_1 – расход тепла на отопление зданий и тепляков;

Q_2 – то же, на технологические нужды;

Q_3 – то же на сушку зданий;

k_1 – коэффициент, учитывающий потери в сетях, принимаемый 1,10-1,15;

k_2 – коэффициент, отражающий добавку за неучтенные расходы тепла, принимаемый 1,1-1,2.

Определяем расход тепла на отопление зданий:

$$Q_1 = V_{\text{зд}} \cdot Q_0 \cdot \alpha (T_{\text{в}} - T_{\text{н}}) = 1,1 \cdot (18+20) \cdot 13990,0 = 584782 \text{ кДж}$$

где $V_{\text{зд}}$ – объём здания по наружному обмеру

Q_0 – удельная тепловая характеристика здания

$\alpha = 1,1$ – коэффициент, зависящий от расчётных температур наружного воздуха

$T_{\text{н}} = -20$ °С – температура наружного воздуха;

$T_{\text{в}} = 18$ °С – температура воздуха в помещении;

Определяем часовой расход тепла на технологические нужды Q_2 , кДж/ч

$$Q_2 = V \cdot M / t \cdot k_{\text{н}} = 30 \cdot 31400 / 8 \cdot 1,2 = 98125 \text{ кДж}$$

где $V = 30$ л – объём работ;

M – удельный расход тепла на единицу объема работ, кКал;

$t = 8$ ч – расчетное время потребления тепла, ч;

$k_{\text{н}} = 1,2$ – коэффициент неравномерности расхода тепла.

Получаем общую потребность в тепле:

$$\begin{aligned} Q_{\text{общ}} &= (Q_1 + Q_2)k_1 \cdot k_2 = (584782 + 98125) \cdot 1,10 \cdot 1,10 = \\ &= 826317,47 \text{ кДж} \end{aligned}$$

5.5.6. Размещение и привязка монтажных механизмов

Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов. Она равна контуру здания плюс 5 м,

так как здание имеет высоту до 20 м. На местности зону обозначаем хорошо видимыми предупредительными знаками. В этой зоне можно размещать только монтажный механизм, включая место, ограниченное ограждением подкрановых путей. Складируют материалы здесь нельзя.

Зоной обслуживания краном или рабочей зоной крана называют пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана. Она равна 22,3 м.

Опасной зоной работы крана называют пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении.

Определяем границу опасной зоны работы $R_{оп}$:

$$R_{оп} = L_{max} + 0,5l_{max} + l_{без} = 22,3 + 0,5 \cdot 8,6 + 7 = 33,6 \text{ м}$$

где $L_{max} = 22,3$ м – максимальный рабочий вылет стрелы крана, м;

$0,5 l_{max}$ – половина длины наибольшего перемещаемого груза, м;

$l_{без} = 7$ м – дополнительное расстояние для безопасной работы.

5.5.7. Техничко-экономические показатели стройгенплана

Техничко-экономические параметры приведены на листе 11 графической части.

5.6. Календарное планирование

В качестве организационно-технологической модели производства работ выбран календарный план.

Исходными данными для разработки календарного плана являются физические объемы работ, на основании которых определяются затраты труда рабочих и машинистов. Календарный график является основанием для определения потребности в рабочей силе и поставки материальных ресурсов.

Продолжительность работ выполняемых механизированным способом, определяем по формуле:

$$T_{мех} = \frac{Q_m}{nm}$$

где Q_m – общие затраты машинного времени на производство работ, маш.-см.;

m – сменность работы;

n – число машин, участвующих в выполнении работы в смену.

В случае производства работ немеханизированным (частично механизированным) способом продолжительность работы T_p , дн., определяем по формуле:

$$T_p = \frac{Q_p}{N}$$

где Q_p – трудоемкость работы, чел.-дн.;

N – принятое количество рабочих в бригаде.

Профессиональный состав комплексной бригады определяется с учетом коэффициента удельной трудоемкости каждого вида работ при заданном количественном составе бригады.

Карточка определитель работ приведена в разделе 6 (таблица 6.2).

Раздел 6. Экономика

6.1. Ведомость затрат труда и машинного времени

Таблица 6.1

№ п/п	Наименование работ	Ед. измерения	Кол-во	Производственное обозначение	Сметная стоимость, руб		Затраты труда		Затраты машинного времени		Потребность в конструкциях, материалах, полуфабрикатах			Заработная плата, руб	
					Ед.	Всего	Норма времени, чел-ч	Всего, чел-см	Норма времени, маш-ч	Всего, маш-см	Наименование	Количество		Ед.	Всего
												на ед.	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Разработка грунта бульдозером	1000 м ³	0,07	01-01-030-3	1389,34	97,25	14,96	0,13	14,96	0,13	-	-	-	201,96	14,14
2	Погружение дизель-молотом свай ж/б	м ³	121,5	05-01-002-1 440-9132	543,94 1385,03	375 842,71	3,07	46,63	2,12	32,20	Доски дубовые II сорта	0,005 м ³	0,608 м ³	39,58	4808,97
											Конструктивные элементы вспомогательного назначения	0,00009 т	0,011 т		
											Сваи железобетонные	шт.	328		
3	Вырубка бетона из арматурного каркаса свай	шт.	328	05-01-010-1	73,52	21 614,88	1,4	57,40	0,64	26,24	Кислород технический газообразный	0,0396 м ³	12,99 м ³	12,98	4257,44
											Ацетилен газообразный технический	0,0068 м ³	2,23 м ³		

продолжение таблицы 6.1

4	Доработка грунта вручную	100м ³	0,03	01-02-057-1	902,7	27,08	118,0	0,44	-	-	-	-	902,7	27,08	
5	Уплотнение грунта прицепными катками на пневматическом ходу 25 т	1000 м ³	0,65	01-02-001-5	803,96	522,57	-	-	7,91	0,64	-	-	133,84	87,00	
6	Устройство щебеночного основания под фундамент	1 м ³	125	08-01-002-2	249,47	31183,75	0,99	15,47	-	-	Щебень	1,3 м ³	162,5 м ³	7,71	963,75
7	Устройство опалубки	100м ²	2,10	06-01-012-1	2318,74	4869,35	95,92	25,18	0,34	0,09	Гвозди строительные	0,0147 т	0,031 т	794,22	1596,38
											Доски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м	0,74 м ³	1,55 м ³		
											Щиты из досок толщиной 40 мм	5,44 м ²	11,42 м ²		
8	Устройство монолитного ростверка	100м ³ т	1,66 11,0	06-01-001- 22 204-9001	82735,75 4262,46	184 228,41	446,04	92,55	28,77	5,97	Бетон	71 м ³	117,86 м ³	3858,25	6404,70
											Арматура	6,6 т	11,0 т		

продолжение таблицы 6.1

										Щиты из досок толщиной 25 мм	39,2 м ²	65,07 м ²		
										Рогожа	88,2 м ²	146,41 м ²		
										Электроды диаметром 4 мм Э42	0,13 т	0,22 т		
9	Гидроизоляция	100м ²	2,34	08-01-003-7	2004,85	4691,35	21,20	49,61	-	-	0,016 т	0,037 т	196,52	459,81
											0,024 т	0,056 т		
											0,24 т	0,56 т		
10	Устройство ж/б фундаментов общего назначения под колонны	100м ³ т	0,069 0,31	06-01-001-5 204-9001	86984,15 4262,46	7323,27	785,88	6,78	31,3	0,27	4,5 т	0,31 т	6562,10	452,78
											0,74 т			
											101,5 м ³			

--	--

продолжение таблицы 6.1

11	Кирпичная кладка стен наружных и облицовка кирпичом при высоте этажа свыше 4 м	$\frac{м^3}{1000шт.}$	$\frac{440,5}{176,20}$	08-02-001-3 404-9032	$\frac{220,98}{1753,16}$	406 248,48	5,52	303,95	-	-	Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м	0,0005 м ³	0,22 м ³	47,20	20791,6
											Раствор готовый кладочный	0,24 м ³	105,7 м ³	48,39	
											Кирпич керамический,	0,4 шт.	176,2 шт.		
12	Кирпичная кладка стен наружных и облицовка кирпичом при высоте этажа до 4 м	$\frac{м^3}{1000шт.}$	$\frac{615,90}{246,36}$	08-02-001-3 404-9032	$\frac{227,78}{1753,16}$	572 198,20	5,66	435,75	-	-	Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м	0,0005 м ³	0,31 м ³	48,39	17236,52
											Раствор готовый кладочный	0,24 м ³	147,82 м ³		
											Кирпич керамический,	0,4 шт.	236,36 шт.		
13	Утепление наружных стен минераловатными плитами	$\frac{100 м^2}{м^2}$	$\frac{13,25}{1364,8}$	15-01-080-4 104-9090	$\frac{49845,06}{529,49}$	1 383 095,00	803,88	1331,43	-	-	Грунтовка полимерная типа "BOLIX O"	33,66 кг	446,0 кг	7468,05	98951,66
											Лента ПСУЛ	60 м	795 м		
											Дюбель распорный с метал. стержнем 10×220 мм	1200 шт.	15900 шт.		
											Плиты теплоизоляционные	103 м ²	1364,8 м ²		

продолжение таблицы 6.1

14	Кирпичная кладка стен внутренних при высоте этажа до 4 м	$\frac{м^3}{1000шт.}$	$\frac{266,45}{105,25}$	08-02-001-7 404-9032	$\frac{217,99}{1753,16}$	242 603,53	5,21	173,53	-	-	Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м	0,0005 м ³	0,133 м ³	42,41	11 300,14
											Раствор готовый кладочный	0,234 м ³	62,35 м ³		
											Кирпич керамический,	0,395 шт.	105,25 шт.		
											Вода	0,44 м ³	117,24 м ³		
15	Кирпичная кладка стен внутренних при высоте этажа свыше 4 м	$\frac{м^3}{1000шт.}$	$\frac{205,33}{81,11}$	08-02-001-7 404-9032	$\frac{211,08}{1753,16}$	235 539,86	5,05	129,61	-	-	Бруски обрезные хвойных пород	0,0005 м ³	0,103 м ³	41,11	8441,12
											Раствор готовый кладочный	0,234 м ³	48,05 м ³		
											Кирпич керамический	0,395 шт.	81,11 шт.		
16	Установка перегородок из легкобетонных плит при высоте этажа свыше 4 м	$\frac{100 м^2}{м^3}$	$\frac{2,23}{1,20 м^3}$	08-04-001-6 402-9070	$\frac{16858,41}{361,69}$	38 028,28	89,24	24,88	-	-	Плиты гипсовые толщиной до 100 мм	97 м ²	216,31 м ²	799,59	1783,09
											Раствор готовый кладочный	0,5 м ³	1,12 м ³		

продолжение таблицы 6.1

17	Установка перегородок из легкобетонных плит при высоте этажа до 4 м	$\frac{100 \text{ м}^2}{\text{м}^3}$	$\frac{3,86}{2,08 \text{ м}^3}$	08-04-001-5 402-9070	$\frac{16883,14}{361,69}$	65 921,24	92,00	44,39	-	-	Плиты гипсовые толщиной до 100 мм	97 м ²	374,4 м ²	824,32	3181,88
											Раствор готовый кладочный	0,5 м ³	2,08 м ³		
18	Укладка брусчатых перемычек массой до 0,3 т.	$\frac{100 \text{ шт}}{\text{м}^3}$	$\frac{2,25}{34,1 \text{ м}^3}$	07-05-007-10 440-9001	$\frac{1305,07}{424,12}$	17 398,90	17,61	4,95	7,08	1,99	Перемычки железобетонные	100 шт.	225 шт.	150,57	338,78
											Раствор готовый кладочный цементный, М100	0,25 м ³	0,56 м ³		
19	Укладка ригелей и прогонов	$\frac{100 \text{ шт}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,27}{31,73}$	07-01-020-2 440-9001	$\frac{53293,12}{424,12}$	27 846,47	1310,80	44,24	73,75	2,49	Ригели и прогоны	100 шт.	27 шт.	13383,27	3613,48
											Бетон	9,25 м ³	2,50 м ³		
20	Монтаж лестничных маршей	$\frac{100 \text{ шт}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,06}{4,62}$	07-05-014-4 440-2101	$\frac{10113,86}{2730,81}$	13 223,17	261,8	1,96	52,53	0,4	Ж/б лестничный марш	100 шт.	6 шт.	2319,55	139,17
											Р-р готовый кладочный цементный, М100	0,7 м ³	0,04 м ³		
21	Монтаж лестничных площадок	$\frac{100 \text{ шт}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,05}{5,86}$	07-05-014-2 440-9001	$\frac{10845,66}{2899,96}$	17536,05	282,03	1,76	67,78	0,42	Ж/б лестничная площадка	100 шт.	5 шт.	2555,19	127,76
											Раствор готовый кладочный цементный, М100	0,61 м ³	0,03 м ³		
22	Укладка плит перекрытия площадью до 5 м ²	$\frac{100 \text{ шт}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,09}{5,13}$	07-05-011-5 445-3110	$\frac{8760,96}{2874,89}$	15 536,67	207,06	2,33	26,11	0,29	Ж/б плита перекрытия	100 шт.	9 шт.	1875,96	168,84
											Раствор готовый кладочный цементный, М100	4,28 м ³	0,39 м ³		

продолжение таблицы 6.1

23	Укладка плит перекрытия площадью до 10 м ²	100шт м ³	2,47 281,6	07-05-011-6 445-3110	14236,11 2874,89	844 732,22	313,88	96,91	45,41	14,02	Ж/б плита перекрытия	100 шт.	247 шт.	2909,67	7186,88
											Раствор готовый кладочный цементный, М100	6,53 м ³	16,13 м ³		
24	Антикоррозийное покрытие сварных стыков	100 м	70,8	13-03-002-1	618,18	43 767,14	1,1	9,74	-	-	Катанка горячекатанная в мотках диаметром 6,3-6,5 мм	0,00003 т	0,002 т	41,71	2953,07
25	Заливка швов плит перекрытия	100 м	51,25	07-05-039-1	1156,31	59 260,89	6,03	38,63	-	-	Раствор готовый кладочный цементный, М100	0,2 м ³	10,25 м ³	57,41	2942,26
26	Установка и разборка подмостей	10 м ³	133,0	08-07-002-1	78,7	10 467,1	1,14	18,95	0,38	6,32	-	-	-	78,7	10 467,1
27	Подача кирпича на поддонах 400 шт.	1000 шт.	690	Е1-7 п4	50,4	34 776	0,788	67,96	0,394	33,98	-	-	-	50,4	34 776
28	Подача раствора в ящиках 0,25 м ³	м ³	528,33	Е1-7 п2	76,6	40 470,08	1,2	79,25	0,6	39,62	-	-	-	76,6	40 470,08
29	Устройство пароизоляции кровли	100 м ²	12,9	12-01-015-1	2694,36	34 757,24	17,51	28,23	-	-	Рубероид кровельный с крупноз. посыпкой	110 м ²	1452 м ²	160,39	2069,03
											Мастика битумная кровельная горяч.	0,196 т	2,59 т		

продолжение таблицы 6.1

30	Утепление покрытий плитами из минеральной ваты	100м ²	$\frac{12,9}{1328,7}$	12-01-013-03 104-9090	$\frac{2161,74}{509,49}$	704 692,96	45,54	73,43	0,55	0,89	Плиты минераловатные	103 м ²	1328,7 м ³	422,16	5445,86
31	Установка столярки и остекление	100 м ²	2,32	10-01-027-2 15-05-003-1 203-0239	$\frac{11477,23}{296,59}$	27315,26	134,52 8,1	41,36	-	-	Блоки оконные	100 м ²	232 м ²	2192,01	5085,46
											Шурупы строительные	0,011 т	0,026 т		
											Стекло оконное t=4 мм	147 кг	341 кг		
32	Устойство стяжки	100м ²	12,9	12-01-017-1 12-01-017-2	3066,24	39 554,50	29,72	47,92	-	-	Рубероид кров. с пылевидной посыпкой марки РКП-350б	4,4 м ²	56,76 м ²	227,48	2934,49
											Р-р готовый кладочный тяж. цементный	1,53 м ³	19,74 м ³		
33	Устройство кровли	$\frac{100м^2}{м^2}$	$\frac{12,9}{1324,8}$	12-01-002-9 101-9121 101-9122	$\frac{206,68}{33,74}$	47 364,92	14,36	23,16	-	-	Материалы рулонные кров. для верхнего слоя	114 м ²	1470,6 м ²	131,54	1696,87
											Материалы рулонные кров. для нижних слоев	116 м ²	1496,4 м ²		
34	Заполнение дверных проемов	$\frac{100м^2}{м^2}$	$\frac{1,59}{1,59}$	10-01-039-01 203-9057	$\frac{5420,09}{1192,43}$	10 513,91	104,28	20,73	11,35	2,26	Двери	100 м ²	159 м ²	1171,06	1861,99
											Пена монтажная	32,4 л	51,52 л		

продолжение таблицы 6.1

40	Отделка фасада	100 м ²	15,98	15-02-001-1	1773,73	158 344,21	70,88	141,58	-	-	Раствор готовый отделочный тяжелый, цементно-известковый 1:1:6	1,89 м ³	30,20 м ³	664,15	90 613,12
41	Малярные работы	100 м ²	37,37	15-04-001-3	888,88	83 217,45	39,16	182,93	-	-	Краски сухие для внутренних работ	0,0017 т	0,064 т	571,41	51 353,59
											Паста меловая ПМ-1	0,028 т	1,046 т		
42	Устройство подготовки под полы, мозаичные полы	100 м ²	2,78	11-01-017-2	20586,17	57229,55	144,30	50,14	-	-	Куски мраморных плит	80 м ²	222,4 м ²	1264,07	3514,11
											Раствор готовый кладочный тяжелый цементн.	2,04 м ³	5,671 м ³		
43	Устройство дощатого пола	100 м ²	1,4	11-01-033-1	8126,17	11376,64	60,72	10,63	-	-	Гвозди строительные	0,012 з т	0,017 т	507,01	709,81
											Доски для пола со шпунт. и гребнем антисептирован.	2,88 м ³	4,032 м ³		
44	Устройство звукоизоляции и сплошной	100 м ²	14,13	11-01-009-1	335,51	4740,76	28,38	50,13	-	-	Плиты минераловатные	103 м ²	1455,39 м ²	248,61	3512,86
45	Устройство покрытия из линолиума	100 м ²	14,13	11-01-036-3	10192,18	144015,5	17,2	30,38	-	-	Линолиум на геплозвуко-изолирующей подоснове	102 м ²	1441,26 м ²	140,01	1978,34

продолжение таблицы 6.1

46	Облицовка стен и керамические полы	100 м ²	9,84	15-01-016-1	9297,96	91491,93	117,52	144,55	-	-	Керамическая плитка	100 м ²	984 м ²	1117,62	10997,38
											Раствор готовый отделочный тяжёлый цементный 1:3	2 м ³	19,68 м ³		
47	Благоустройство	100 м ²	157,7	47-01-046-2	1420,35	323 989,32	-	960,86	-	-	-	-	-	132,12	180 835,32
48	Прочие работы 10 % от прямых затрат	-	-	-		1 114 127,85		562,74							134 262,77
49	Подготовка в сдаче	-	-	-			-	9	-	-	-	-	-		
	Всего:					12 471 406,34		6199,11		174,6					1 946 890,50

--	--

6.2. Карточка-определитель работ

Таблица 6.2

№ п/п	Характеристика работ					Состав бригад		Основные механизмы		Примечание	
	Наименование работ	Объем		Трудоемкость		Продолжительность	профессия	Кол-во чел. в смену	наименование		Кол-во
		Ед. измерения	Кол-во	Чел-см.	Маш-см.						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Разработка грунта бульдозером	1000м ³	0,07	0,13	0,13	1	Машинист 6 р	1	Бульдозер	1	2 смены
2	Погружение дизель-молотом свай ж/б	м ³	121,5	46,63	32,20	23	Машинист 6 р	1	СП 76А	1	2 смены
3	Вырубка бетона из арматурного каркаса свай	шт	328	57,40	26,24	6	Бетонщик 3 р	5	-	-	2 смены
4	Доработка грунта вручную	100м ³	0,03	0,44	-	1	Землекоп 2 р	1	-	-	1 смена
5	Уплотнение грунта прицепными катками на пневматическом ходу 25 т	1000 м ³	0,65	-	0,64	1	Машинист 6 р	1	Катки дорожные	1	1 смены
6	Устройство щебеночного основания под фундамент	1 м ³	125	15,47	-	3	Машинист 6 р Каменщик 4 р	1 3	Компрессор передв.	1	2 смены
7	Устройство опалубки	100м ²	2,10	25,18	0,09	6	Плотник 4 р	4	-	-	2 смены
8	Устройство монолитного ростверка	100м ³	1,66	92,55	5,97	8	Плотник-бетонщик 4 р	12	-	-	1 смена
9	Устойство ж/б фундаментов общего назначения под колонны	100м ³	0,069	6,78	0,27	2	Плотник-бетонщик 4 р	4	-	-	1 смена
10	Гидроизоляция	100м ²	2,34	49,61	-	4	Изолировщик 4р	6	-	-	2 смены
11	Кирпичная кладка стен наружных и облицовка кирпичом при высоте этажа свыше 4 м	м ³	440,5	303,95	-	15	Каменщик 4 р	10	-	-	2 смены

продолжение таблицы 6.2

12	Установка и разборка подмостей	10 м ³	133	18,95	6,32	3	Плотник 4р Плотник 2р Машинист 5р	1 2 1	кран	1	2 смены
13	Кирпичная кладка стен внутренних при высоте этажа свыше 4 м	м ³	205,33	129,61	-	7	Каменщик 4 р	10	-	-	2 смены
14	Укладка брусчатых перемычек массой до 0,3 т.	100 шт.	2,25	4,95	1,99	1	каменщик машинист	3 1	кран	1	2 смены
15	Укладка ригелей и прогонов	100 шт	0,27	44,24	2,49	7	каменщик машинист	3 1	кран	1	2 смены
16	Монтаж лестничных площадок	100 шт.	0,05	1,76	0,42	1	Машинист 6 р Монтажник 4,3,2 р	1 1,2,1	кран	1	2 смены
17	Монтаж лестничных маршей	100 шт.	0,06	1,96	0,40	1	Машинист 6 р Монтажник 4,3,2 р	1 1,2,1	кран	1	2 смены
18	Укладка плит перекрытия площадью до 10 м ²	100 шт.	2,47	96,91	14,02	12	Машинист 6 р Монтажник 4,3,2 р	1 1,2,1	кран	1	2 смены
19	Подача кирпича на поддонах 400 шт.	1000 шт	690	0,394	33,98	6	Такелажник 2 р Машинист 5 р	2 1	кран	1	2 смены
20	Подача раствора в ящиках 0,25 м ³	м ³	528,33	79,25	39,62	20	Такелажник 2 р Машинист 5 р	2 1	кран	1	2 смены
21	Кирпичная кладка стен наружных и облицовка кирпичом при высоте этажа до 4 м	м ³	615,90	435,75	-	22	Каменщик 4 р	10	-	-	2 смены
22	Кирпичная кладка стен внутренних при высоте этажа до 4 м	м ³	266,45	173,53	-	9	Каменщик 4 р	10	-	-	2 смены
23	Утепление наружных стен минераловатными плитами	100 м ²	13,25	1331,43	-	48	Изолировщик 4р Изолировщик 2р	14	-	-	2 смены
24	Укладка плит перекрытия площадью до 5 м ²	100 шт.	0,09	2,33	0,29	1	Машинист 6 р Монтажник 4,3,2 р	1 1,2,1	кран	1	2 смены

продолжение таблицы 6.2

25	Установка перегородок из легкобетонных плит при высоте этажа свыше 4 м	100 м ²	2,23	24,88	-	3	Каменщик 4 р Каменщик 2 р	2 2	-	-	2 смены
26	Установка перегородок из легкобетонных плит при высоте этажа до 4 м	100 м ²	3,86	44,39	-	6	Каменщик 4 р Каменщик 2 р	2 2	-	-	2 смены
27	Антикоррозийное покрытие сварных стыков	100 м	70,8	9,74	-	3	Монтажник 4 р Монтажник 2 р	1 1	-	-	2 смены
28	Заливка швов плит перекрытия	100 м шва	51,25	38,63	-	10	Монтажник 4 р Монтажник 3 р	1 1	-	-	2 смены
29	Устройство ж/б колонн в деревянной опалубке	100 м ³	0,07	28,13	0,92	4	Бетонщик 4 р Бетонщик 3 р	2 2	-	-	2 смены
30	Устройство монолитного перекрытия	100 м ³	0,59	156,65	2,97	13	Бетонщик 4 р, 3 р Машинист 6 р	6 1	-	-	2 смены
31	Устройство пароизоляции кровли	100м ²	12,9	28,23	-	5	Изолировщик 3 р Изолировщик 2 р	3 3	-	-	1 смена
32	Укладка утеплителя	100м ²	12,9	73,43	0,89	12	Изолировщик 3 р Изолировщик 2 р	3 3	-	-	1 смена
33	Устройство стяжки	100м ²	12,9	47,92	-	8	Бетонщик 3 р Изолировщик 2 р	3 3	-	-	1 смена
34	Устройство кровли	100м ²	12,9	23,16	-	4	Кровельщик 4,3,2р	6	-	-	1 смена
35	Установка столярки и остекление	100м ²	2,32	41,36	-	7	Плотник 4, 2 р Стекольщик 4 р	4 2	-	-	1 смена
36	Штукатурные работы	100м ²	32,87	305,03	-	19	Штукатуры 3 р	16	-	-	1 смена
37	Заполнение дверных проемов	100м ²	1,59	20,73	2,26	5	Плотник 4, 2 р	4	-	-	1 смена
38	Сантехработы	-	-	138,1	-	15	Сантехники 6 р	9	-	-	1 смена
39	Электромонтажные работы	-	-	89,02	-	15	Электрики 6 р	6	-	-	1 смена
40	Отделка фасада	100м ²	15,98	141,58	-	24	Маляр-штукатур 4р	6	-	-	1 смена

продолжение таблицы 6.2

41	Малярные работы	100м ²	37,37	182,93	-	15	Маляр 5, 4, 3 р	12	-	-	1 смена
42	Устройство подготовки под полы, мозаичные полы	100м ²	2,78	50,14	-	7	Бетонщик 3 р Изолировщик 2 р	5 2	-	-	1 смена
43	Устройство дощатого пола	100м ²	1,4	10,63	-	6	Плотники 4 р	2	-	-	1 смена
44	Устройство звукоизоляции сплошной	100м ²	14,13	50,13	-	8	Изолировщик 4 р	6	-	-	1 смена
45	Устройство покрытия из линолиума	100м ²	14,13	30,38	-	8	Облиц. синт-ми матер-ми 4, 3 р	4	-	-	1 смена
46	Облицовка стен и керамические полы	100м ²	9,84	144,55	-	18	Облиц-плит. 4 р Облиц-плит. 3 р	4 4	-	-	1 смена
47	Благоустройство	100м ²	157,7	960,86	-	48	рабочие	10	-	-	2 смена
48	Прочие работы	-	-	562,74	-	260	рабочие	7	-	-	1 смена
49	Подготовка к сдаче	-	-	9	-	3	рабочие	3	-	-	1 смена



6.3. Расчёт технико-экономических показателей

1. Сметная стоимость строительно-монтажных работ

$$C_{\text{смп}(2001)} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{НП} = \\ = 12\,471\,406,34 + 725\,978,83 + 558\,445,25 = 14\,910\,330,42 \text{ руб.}$$

где ПЗ = 12 471 406,34 руб. – прямые затраты на общестроительные работы;

НР = $0,65 \cdot 1\,946\,890,50 = 1\,465\,478,83$ руб. – накладные расходы;

НП = $0,5 \cdot 1\,946\,890,50 = 973\,445,25$ руб. – нормативная прибыль.

2. Текущая стоимость

$$C_{\text{смп}(2015)} = I \cdot C_{\text{смп}} = 5,64 \cdot 10\,437\,830,31 = 94\,869\,362,95 \text{ руб.}$$

где I = 5,64 – индекс удорожания.

3. Продолжительность строительства

$$T_{\text{кп}} = 12,5 \text{ мес.}$$

4. Общая трудоёмкость

$$Q = 6199,11 \text{ чел.-см.}$$

5. Общая машиноёмкость

$$Q = 174,60 \text{ маш.-см.}$$

6. Уровень сборности $K_{\text{сб}}$

$$K_{\text{сб}} = \frac{C_{\text{сб}}}{\text{ПЗ}} \cdot 100\% = \frac{4345037,97}{12471406,34} \cdot 100\% = 34,84\% ,$$

где $C_{\text{сб}} = 4\,345\,037,97$ руб. - сметная стоимость работ с применением сборных конструкций и деталей;

7. Уровень механизации $K_{\text{мех}}$

$$K_{\text{мех}} = \frac{C_{\text{мех}}}{\text{ПЗ}} \cdot 100\% = \frac{4444809,22}{12471406,34} \cdot 100\% = 35,64\% ,$$

где $C_{\text{мех}} = 4\,444\,809,22$ руб. – стоимость работ, выполняемых при помощи средств механизации;

8. Коэффициент совмещения работ $K_{\text{совм}}$

$$K_{\text{совм}} = \frac{\sum ti}{T_{\text{кп}}} = \frac{734}{251} = 2,92 > 1 ,$$

где $\sum t_i = 734$ дн. – продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой;

$T_{\text{кп}} = 251$ дн. – продолжительность работ по календарному плану.

9. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы K_n

$$K_n = \frac{R_{\text{max}}}{R_{\text{cp}}} = \frac{35}{25} = 1,4,$$

где $R_{\text{max}} = 35$ чел. – максимальное число рабочих;

$R_{\text{cp}} = 25$ чел. – среднее число рабочих в потоке.

$$R_{\text{cp}} = \frac{Q_{\text{чел-см}}}{T} = \frac{6199,11}{251} = 25 \text{ чел.}$$

Раздел 7. Экология и безопасность жизнедеятельности

7.1. Основные требования к организации труда на строительной площадке с точки зрения техники безопасности

Перед началом строительства на площадке строим временные дороги, обеспечивающие наиболее удобные подъезды тяжелой техники, которые будут осуществлять подвоз материала на строительную площадку. Дороги устраиваем сквозные.

Чтобы обеспечить безопасность при выполнении работ в темное время суток все места выполнения работ необходимо осветить.

До начала строительных работ необходимо возвести административные, бытовые и санитарные помещения, которые предусмотрены в проекте.

К зонам постоянно действующих опасных производственных факторов относятся участки: вблизи незаземленных проводов электроустановок, участки перепадов по высоте более 1,3 м, зоны, где находятся высококонцентрированные вредные вещества.

К зонам потенциально опасных действующих производственных факторов относятся территории: вблизи производства монтажных работ, части здания, над которыми монтируют строительные конструкции, вблизи неогражденных технологических проемов и отверстий в перекрытиях и наружных стенах, вблизи участков перемещения техники и механизмов.

Для предупреждения доступа посторонних лиц в потенциально опасные зоны используем защитные ограждения в виде деревянных или других щитов с унифицированными элементами.

Так же на строительной площадке должна быть обозначена опасная зона перемещения груза краном СКГ 40/63 башенно-стрелового исполнения, в которой не допускается нахождение посторонних лиц, выполнение работ, не связанных с монтажными работами, размещение бытовых, административных помещений и временных сооружений.

Рабочие, которые выполняют строительно-монтажные и другие работы в опасной зоне должны быть обеспечены средствами индивидуальной и

коллективной защиты и проинструктированы по правилам техники безопасности.

Чтобы обеспечить безопасное передвижение механизмов, монтажную площадку выравнивают.

Зоны, опасные для движения, ограждают или на границах этих зон ставят предупредительные надписи, которые хорошо видны в любое время суток.

Строительные машины и оборудование размещают на строительной площадке так, чтобы не перекрывать проходы и проемы. На машинах и механизмах должны быть установлены приспособления, которые обеспечивают безопасность труда. Все движущиеся части машин и механизмов должны быть ограждены. Сигнализация машин должна быть в исправном состоянии. На машинах и в зоне их работы ставят предупредительные плакаты по технике безопасности.

Каменщики и монтажники, которые работают на высоте должны использовать испытанные и проверенные монтажные пояса. Перед началом работ на высоте леса и подмости, на которых будут находиться рабочие, должны быть проверены производителем работ или мастером.

При ветре более 6 баллов, грозе, гололеде и тумане, снижающем видимость все каменные и монтажные работы на высоте прекращаются.

Для защиты рабочего места каменщиков и монтажников от ударов молний должны быть установлены молниеприемники (громоотводы), которые располагают выше наиболее высоких частей здания не менее чем на 6 м. Не реже 1-го раза в месяц необходимо проверять исправность заземления.

Все рабочие, занятые на строительной площадке должны быть обучены приемам оказания 1-ой медицинской помощи и допускаются к работе только после инструктажа по технике безопасности и инструктажа на рабочем месте.

7.2. Основные требования к производственному освещению

Освещенность на рабочих местах должна соответствовать характеру зрительной работы. Увеличение освещенности рабочего места улучшает

условие работы и повышает производительность труда, также рабочая поверхность должна быть равномерно освещена, так как при неравномерной освещенности глазам приходится переадаптироваться, что приводит к утомлению зрения.

7.3. Противопожарные мероприятия

Здание класса А, I степени огнестойкости. Принятые основные строительные конструкции – несгораемые.

7.3.1. По функциональной пожарной опасности

Ф 4.1 образовательные учреждения дополнительного образования детей, образовательные учреждения начального профессионального и среднего профессионального образования для временного пребывания детей и взрослых (помещения в этих зданиях используются круглогодично, контингент людей в них может иметь различный возраст и физическое состояние).

7.3.2. По конструктивной пожарной опасности

Класс конструктивной пожарной опасности здания – С1. В здании запроектированы железобетонные сборные конструкции (перекрытия, покрытия, лестничные марши, площадки и ригели) и монолитные (ригели и покрытие). Эвакуация людей предусмотрена по незадымляемой лестнице 2-го типа с подпором воздуха. Лестницы имеют естественное освещение благодаря окнам в наружных стенах. Благодаря несгораемым перегородкам с дверьми, которые имеют притворы, происходит разделение лифтового холла и коридоров. Между маршами лестниц предусмотрен зазор шириной не менее 10 мм. На втором и третьем этажах предусмотрены выходы на кровлю, которые оборудованы стационарной лестницей.

На кровле оборудована молниезащита.

Выход первого этажа наружу и наружная открытая лестница 3-го типа из металлического профиля являются эвакуационными выходами.

7.4. Монтажные работы

На участке, где ведутся монтажные работы, не допускается производство других работ и нахождение посторонних людей.

Перед подъемом строительных конструкций необходимо очистить их от грязи и наледи. Во время подъема и перемещения конструкций не допускается нахождение на них людей.

Для обеспечения устойчивости и геометрической неизменяемости строительных конструкций после установки их в проектное положение необходимо их закрепить.

Сразу же после монтажа лестничных маршей и лифтов необходимо установить ограждение.

7.5. Электробезопасность

Временные электрические сети на площадке выполняют с изолированным проводом, его подвешивают на высоте не менее 2,4 м над рабочим местом, 3,5 м над проходами и 5 м над проездами. Строительные машины другие механизмы на строительной площадке, которые могут оказаться под напряжением, заземляют и снабжают надписями, предупреждающими об опасности.

К работе с электрифицированным и пневматическим инструментом допускаются только лица, которые прошли производственное обучение и умеют работать с ними. Рабочее место сварщика должно быть ограждено.

Запрещается производить сварочные работы вблизи от огнеопасных материалов и конструкций.

7.6. Экология в строительстве

В соответствии с законом РФ "Об охране окружающей природной среды" при возведении многофункционального центра досуга должны быть предусмотрены мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов, выполняться требования экологической безопасности возводимых объектов и охраны здоровья населения.

Одной из основных задач экологических мероприятий – это необходимость сохранить плодородный слой почвы с площадки строительного объекта. При строительстве объекта не должны загрязняться земли, примыкающие к территории строительства.

Мусор с этажей необходимо опускать в мусоросборники, вблизи временных зданий и сооружений установить мусорные контейнеры.

При выезде с территории строительной площадки должна быть предусмотрена площадка для мойки автотранспорта.

Заправка топливом, смена масла, чистка и другие работы по обслуживанию автомобильного транспорта и строительных машин необходимо производить в специально отведенных местах с обязательным удалением остатков топлива и масел.

При необходимости пересадки и вырубки деревьев и кустарниковой растительности данные работы нужно согласовывать с Управлением лесопаркового хозяйства. Если необходимо сохранить деревья, которые были расположены на строительной площадке, то их стволы помещают в деревянные короба высотой 2 метра.

Временные дороги, по возможности, необходимо устраивать по трассам проектируемых дорог и проездов и с максимальным использованием существующих дорог. После окончания строительства временные дороги должны быть демонтированы и вывезены с территории строительной площадки.

Предусмотрен перевод машин и техники с двигателей внутреннего сгорания на менее токсичное топливо, что позволяет снизить количество вредных выбросов.

Чтобы предотвратить загрязнение воздуха пылью, грузы перевозятся в закрытой таре, мусор вывозится в специально отведенных для этого местах, согласованные с администрацией г. Пенза.

Запрещается делать “захоронения” браков сборных элементов, так как нарушается подпор грунтовых вод, сжигать отходы, загрязняющих воздушное пространство.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данной выпускной квалификационной работе разработаны такие разделы как архитектурно-строительный, расчетно-конструктивный, научно-исследовательская работа студента, основания и фундаменты, организация и технология строительного производства, экономика строительства, экология и безопасность жизнедеятельности в строительстве.

При строительстве здания многофункционального центра досуга предполагается использовать современные методы ведения работ и новые материалы, применение которых ведет к уменьшению материалоемкости и трудоемкости, увеличению производительности труда, повышению эффективности строительства.

Строительство здания предполагается в г. Пензе по ул. Суворова. Здание запроектировано II класса ответственности с кирпичными ограждающими конструкциями и несущими – железобетонными. Продолжительность строительства составляет 251 день. Сметная стоимость строительства – 94 869 362,95 руб.

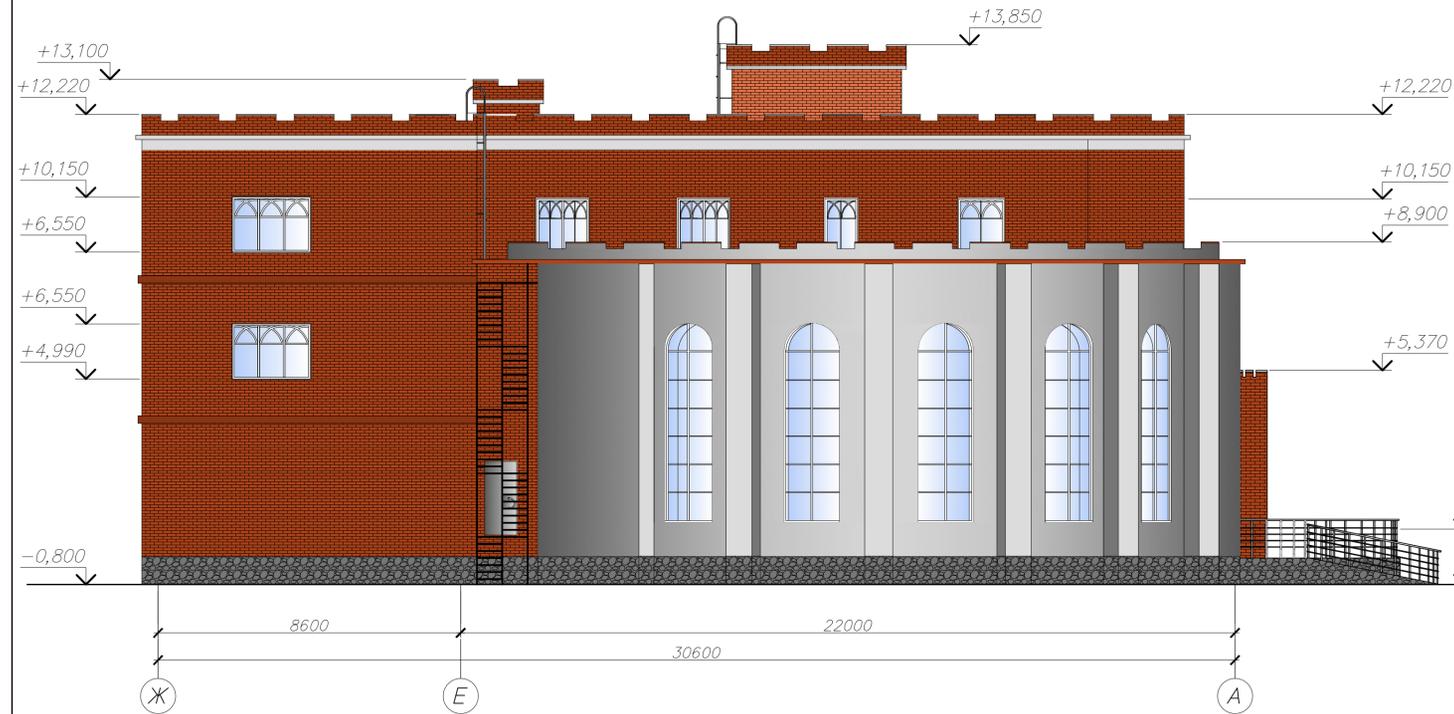
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Справочник проектировщика. Расчётно-теоретический. – М.: Стройиздат, 1972.
2. СНиП 23-01-99* Строительная климатология – М.: ГУП ЦПП, 2000.
3. СНиП 21-01-97 Пожарная безопасность зданий и сооружений Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 1997.-17с.
4. СНиП 23-03-2003. Тепловая защита зданий. - М.:Гострой России, ФГУП ЦПП, 2003.
5. СНиП II-03-79* Строительная теплотехника. Нормы проектирования. - М.: ГУП, 2000.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.:Стройиздат, 2003.
7. СНиП 2.02.03-85*. Свайные фундаменты. М, - 1995
8. СНиП 2.07.01-89*. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
9. СНиП 12-03-01. Часть 1. Безопасность труда в строительстве.- М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2001.- 352 с.
- 10.СНиП 12-04-02. Часть 2. Безопасность труда в строительстве.- М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2001.- 352 с.
- 11.СП 23-103-2003. Проектирование звукоизолирующих ограждающих конструкции жилых и общественных зданий. – М.: Госстрой России, 2004.
- 12.СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений. – М.: Госстрой России, 2004.
- 13.СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. – М.: Госстрой России, 1995.
- 14.СП 20.13330.2011 к СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. - М.: Минрегион России, 2011.
- 15.СП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2004.
- 16.СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005.

17. СП 52-102-2004. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. Основные положения. – М., 2005.
18. СП 50-102-2003 «Проектирование и установка свайных фундаментов». – М., 2004.
19. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005.
20. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлого бетона. – М., 2005.
21. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83). НИИ оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова (НИИ ОСП им. Герсеванова) Госстроя СССР. М. : Стройиздат, 1986. 415 с.
22. ГОСТ 21.501-93. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей.
23. ГОСТ 31938-2012 Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. 2014.
24. ГОСТ 21.101-97. Основные требования к проектной и рабочей документации.
25. ГОСТ 27321-87. Леса стоечные приставные для строительно-монтажных работ.
26. ГЭСН 81-02-01-2001. Сборник №1. Земляные работы. – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 204 с.
27. ГЭСН 81-02-05-2001. Сборник №5. Свайные работы. Опускные колодцы. Закрепление грунтов – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2008. – 223 с.
28. ГЭСН 81-02-06-2001. Сборник №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2009. – 186 с.
29. ГЭСН 81-02-07-2001. Сборник №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные: – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 104 с.
30. ГЭСН 81-02-08-2001. Сборник №8. Конструкции из кирпича и блоков: – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 36 с.
31. ГЭСН 81-02-11-2001. Сборник №11. Полы: – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 28 с.

- 32.ГЭСН 81-02-12-2001. Сборник №12. Кровля: – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 20 с.
- 33.ГЭСН 81-02-15-2001. Сборник №15. Отделочные работы: – Изд. офиц. – М.: Госстрой России, 2002. – 104 с.
- 34.J G. Teng, L Lam, J F. Chen, J G. Dai, T Yu (2009), «FRP композиты в сооружениях: некоторые недавние исследования (FRP composites in structures: some recent research)»; Университет Вуллонгонг, Австралия
- 35.Xiao, Y. (2004). «Применение FRP композитов в бетонных колоннах (Application of FRP composites in concrete columns)», Достижения в области структурной инженерии.
- 36.Маклакова Т.Г., Наносова С.М., Шарапенко В.Г. Балакина А.Е. Архитектура: Учебник. – М.: Издательство АС, 2004 – 464 с., ил.
- 37.Шерешевский И.А. Конструирование гражданских зданий. Л.: Стройиздат, 1986.
- 38.Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для вузов / Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В. Г. и др.; Под ред. В.М. Бондаренко. - 3-е изд., испр.. - Москва: Высшая школа, 2004. - 876с.: ил.
- 39.Байков В.Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991.
- 40.Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2013. – 200с.
- 41.Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988.
- 42.Бугров А.К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. В кн. : Основания и фундаменты. Справочник. Под ред. проф. Г. И. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, с. 127 – 131.
- 43.Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
- 44.Дикман Л.Г. Организация строительного производства: учебник для строит. вузов / Л.Г. Дикман. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 512 с.

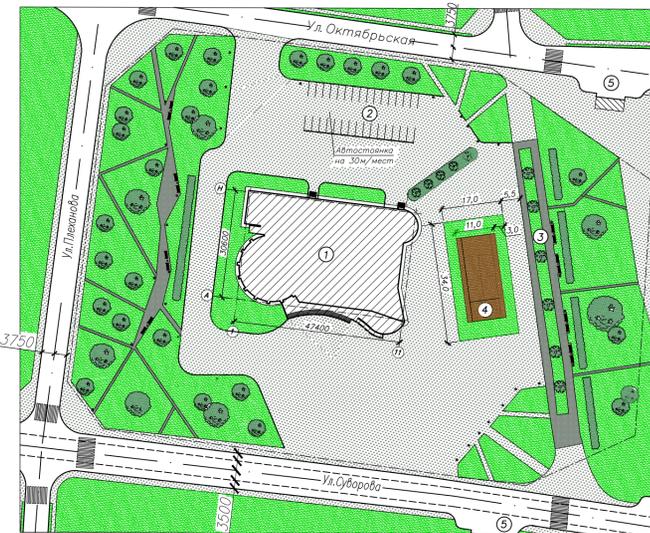
Фасад Ж-А



Фасад А-Ж



Генплан 1:1000



Фасад 1-11



Условные обозначения:

- Проектируемое здание
- - - - - Граница застройки
- ① Проектируемое здание
- ② Автостоянка
- ③ Пешеходная аллея
- ④ Теннисный корт
- ⑤ Остановки общественного транспорта

Ведомость элементов озеленения

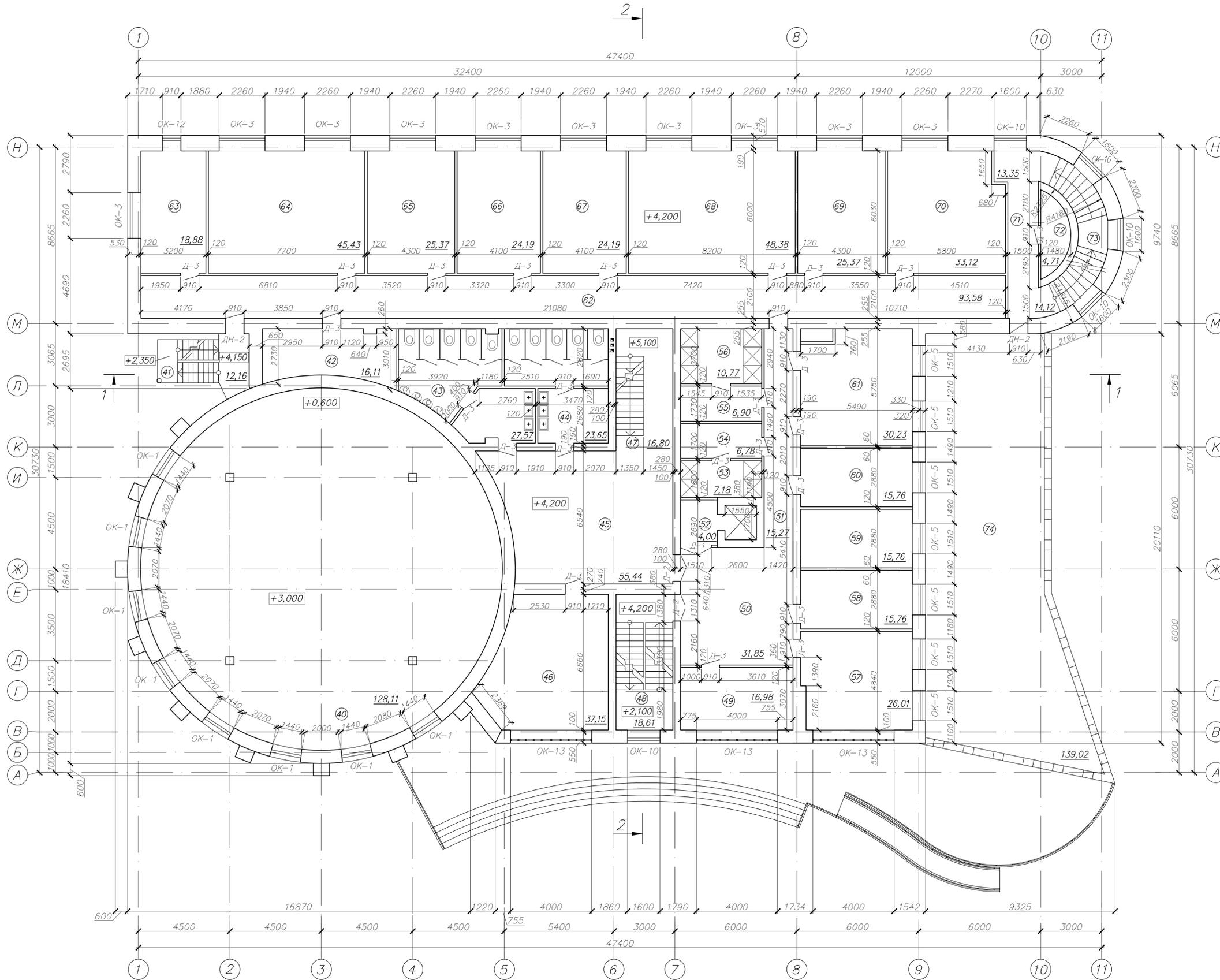
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Примечание
1	●	Дерево лиственное	34	
2	■	Бasketная зелень	5	
3	●	Кустарники	11	
4	■	Газон	7440 м ²	

Ведомость малых архитектурных форм и переносных изделий

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Примечание
1	●	Урна	8	
2	■	Скамья для отдыха	14	
3	■	Фонари	30	

Зав. каф. Руководитель	Лисьяков Н.Н. Артемиш Д.В.	ВКР - 2069059-08.04.01-151174-17	Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуга размерами в плане 31,6 x 49,5 м	Страницы	Лист	Листов
Архитект. Конструк. НИРС. ОиФ. ТОПС. Экономика. Н. контр. Разработчик	Артемиш Д.В. Артемиш Д.В. Артемиш Д.В. Артемиш Д.В. Артемиш Д.В. Артемиш Д.В. Гонимыкова А.С.					
Фасад Ж-А, фасад А-Ж, фасад 1-11; генплан 1:1000; Ведомость элементов озеленения; Ведомость малых архитектурных форм и переносных изделий			ПГУАС каф. СК зр. Спр-41			

План на отм. +4,200

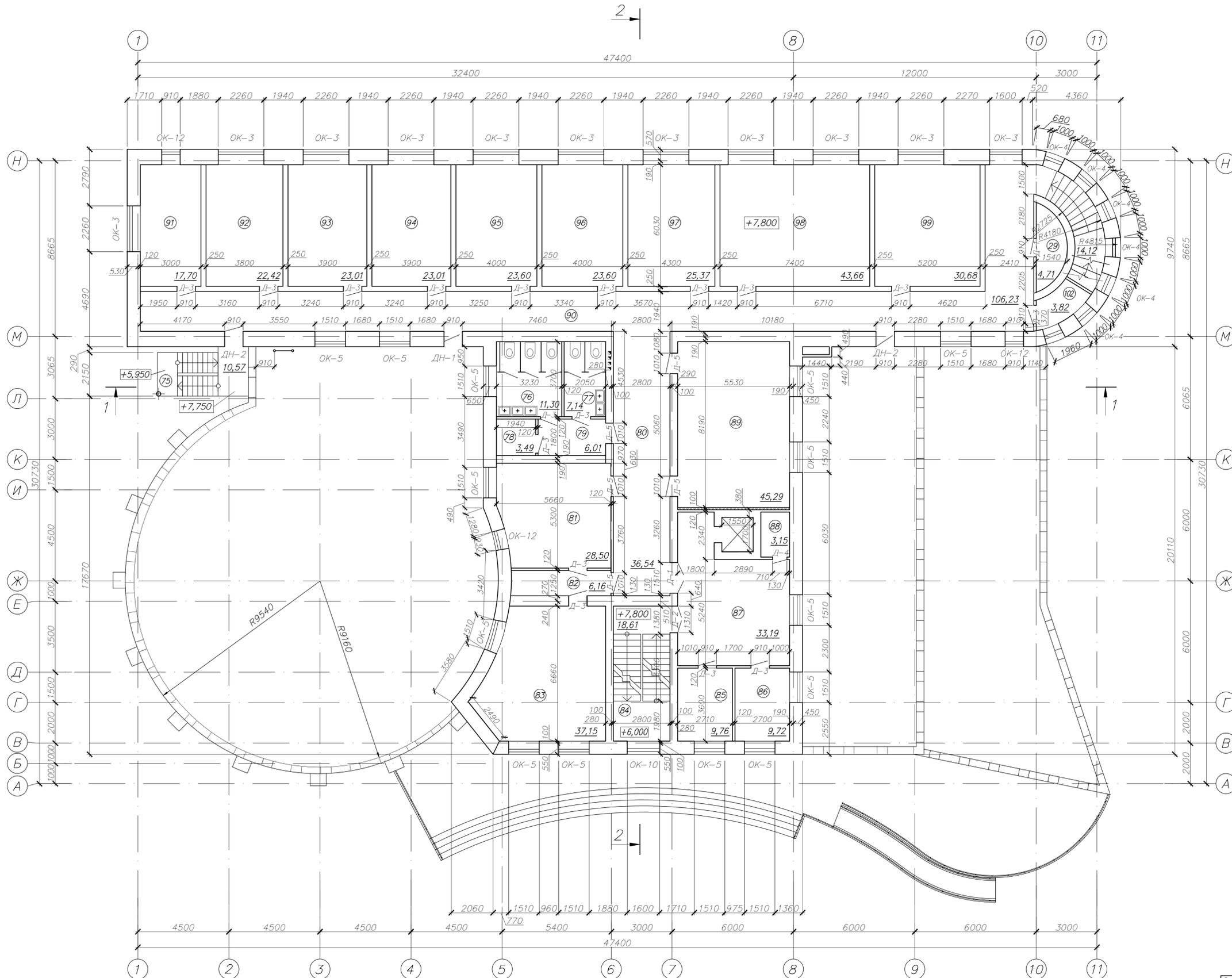


Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²
2 этаж		
40	Балкон	128,11
41	Лестница N1	12,16
42	Поссобное помещение	16,11
43	Сан.узел	27,57
44	Сан.узел	23,65
45	Холл	55,44
46	Учебный класс	37,15
47	Лестница N2	16,80
48	Лестница N3	18,61
49	Учебный класс	16,98
50	Холл	31,85
51	Коридор	15,27
52	Лифтовый холл	4,00
53	Душевая	7,18
54	Раздевалка	6,78
55	Раздевалка	6,90
56	Душевая	10,77
57	Учебный класс	26,01
58	Учебный класс	15,76
59	Учебный класс	15,76
60	Учебный класс	15,76
61	Учебный класс	30,23
62	Коридор	93,58
63	Учебный класс	18,88
64	Учебный класс	45,43
65	Учебный класс	25,37
66	Учебный класс	24,19
67	Учебный класс	24,19
68	Учебный класс	48,38
69	Учебный класс	25,37
70	Учебный класс	33,12
71	Коридор	13,35
72	Поссобное помещение	4,71
73	Лестница N4	14,12
74	Кафе	139,02
Общая площадь 2-го этажа		1048,56

Зав. каф.	Лисский НН			ВКР -2069059-08.04.01-151174-17			
Руковод.	Артемьев ДВ						
Консультанты							
Архитект.	Артемьев ДВ						
Конструк.	Артемьев ДВ			Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуга размерами в плане 31,6 x 49,5 м			
НИРС	Артемьев ДВ						
ОиФ	Артемьев ДВ						
ТОПС	Артемьев ДВ						
Экономика	Артемьев ДВ			Архитектура			
Н. контр.	Артемьев ДВ				Стадия	Лист	Листов
Разраб.	Сивенкова АС				ВКР	3	
План на отм. +4,200; экспликация помещений				ПГУАС каф. СК гр. Сп-21м			

План на отм. +7,800

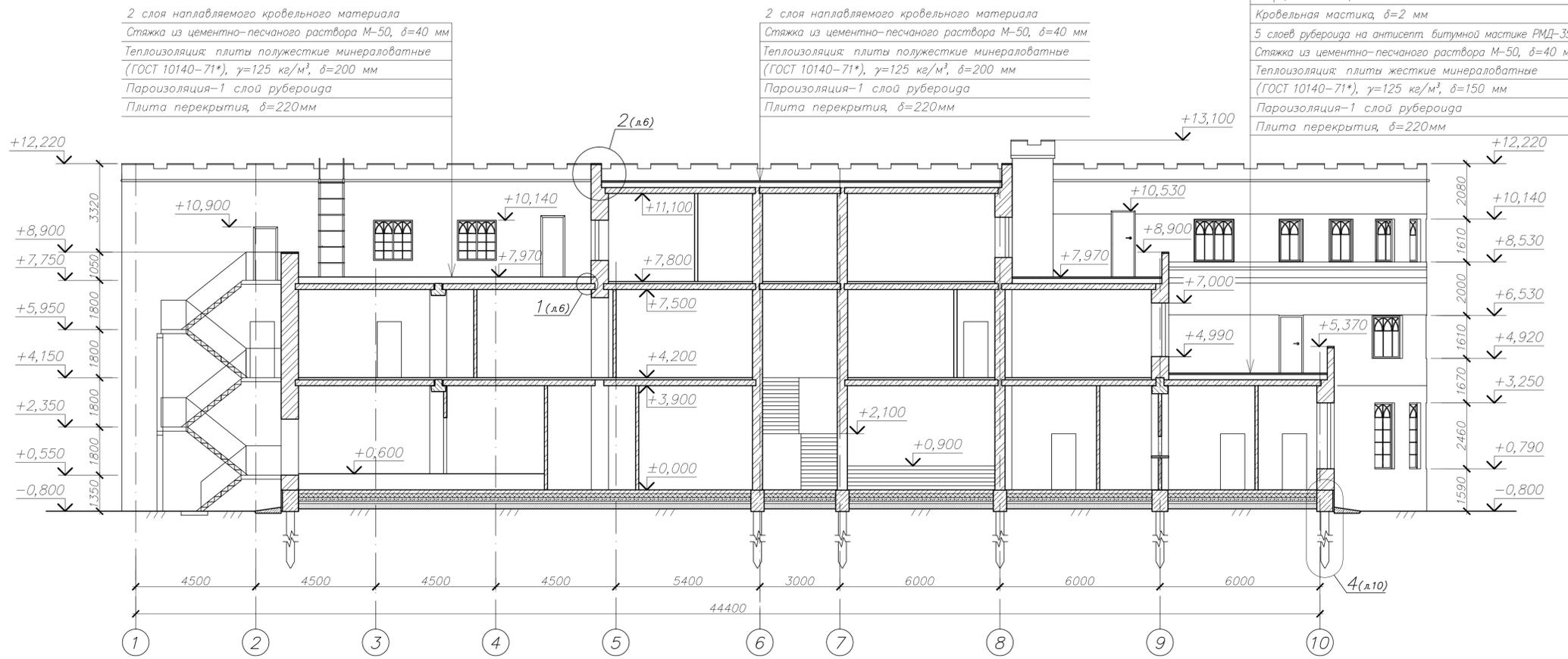


Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м²
3 этаж		
75	Лестница N1	10,57
76	Сан.узел	11,30
77	Сан.узел	7,14
78	Пособное помещение	3,49
79	Коридор	6,01
80	Коридор	36,54
81	Учебный класс	28,50
82	Коридор	6,16
83	Учебный класс	37,15
84	Лестница N3	18,61
85	Учебный класс	9,76
86	Учебный класс	9,72
87	Холл	33,19
88	Пособное помещение	3,15
89	Учебный класс	45,29
90	Коридор	106,23
91	Музыкальный класс	17,70
92	Музыкальный класс	22,42
93	Музыкальный класс	23,01
94	Музыкальный класс	23,01
95	Музыкальный класс	23,60
96	Музыкальный класс	23,60
97	Музыкальный класс	25,37
98	Музыкальный класс	43,66
99	Музыкальный класс	30,68
100	Пособное помещение	4,71
101	Лестница N4	12,41
102	Пособное помещение	3,82
Общая площадь 3-го этажа		626,80

Зав. каф.	Лисков Н.Н.		ВКР -2069059-08.04.01-151174-17		
Руковод.	Артемьев Д.В.		Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуговыми размерами в плане 31,6 x 49,5 м		
Консультанты					
Архитект.	Артемьев Д.В.				
Конструк.	Артемьев Д.В.				
НИРС	Артемьев Д.В.				
ОиФ	Артемьев Д.В.				
ТОПС	Артемьев Д.В.				
Экономика	Артемьев Д.В.				
Н. контр.	Артемьев Д.В.				
Разраб.	Сивенкова А.С.				
			Архитектура	Студия	Лист
				ВКР	4
			План на отм. +7,800; экспликация помещений		ПГУАС
					каф. СК гр. Ст-21м

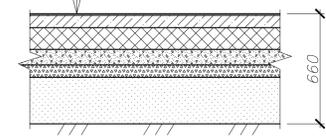
Разрез 1-1



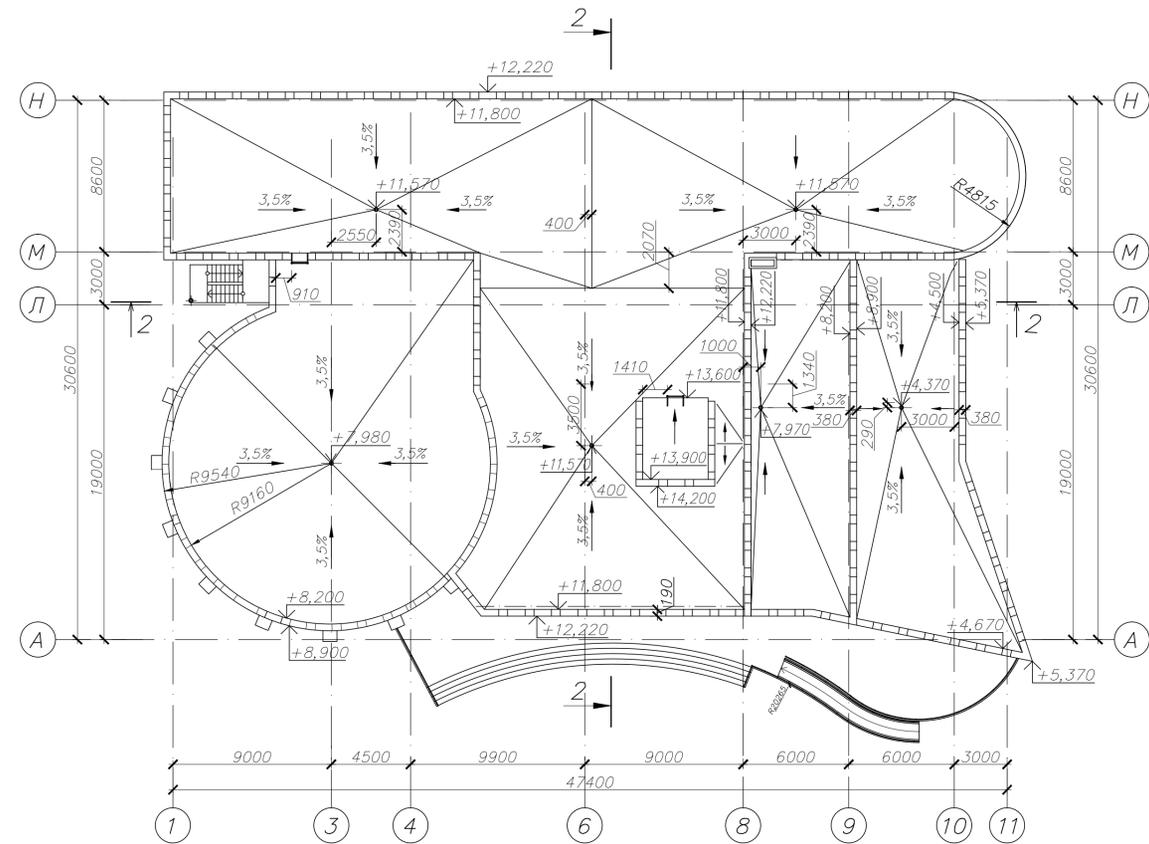
3/5

М 1:25

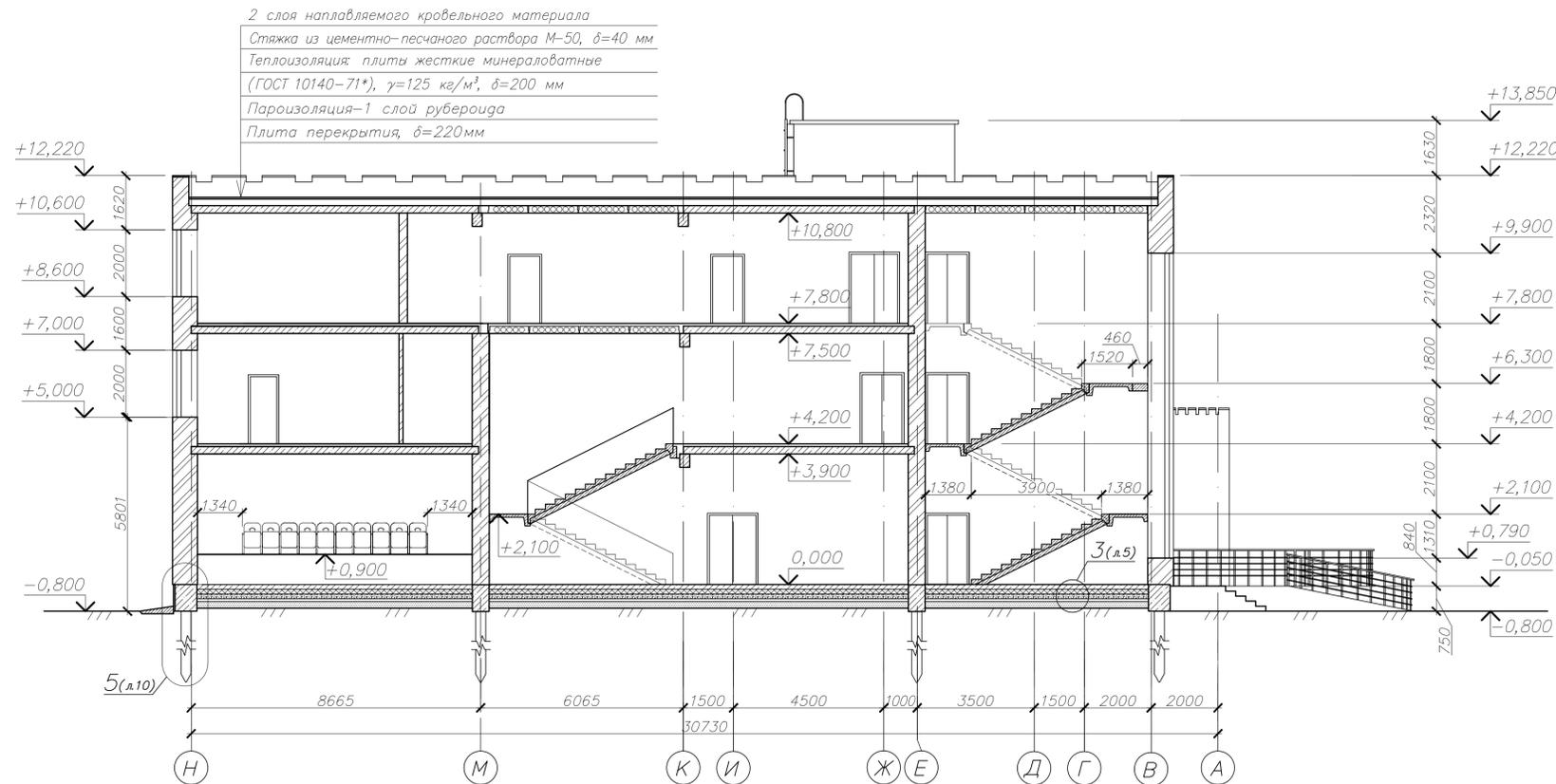
Керамогранитная плитка, δ=8 мм
Бетонная стяжка, армированная проволокой 4Вр-1, s=200мм, δ=80 мм
Полиэтиленовая пленка
Теплоизоляция: плиты жесткие минераловатные (ГОСТ 10140-71*), γ=125 кг/м³, δ=140 мм
2 слоя рубероида на антисепт битумной мастике РМД-350
Бетонное основание, δ=150мм
Уплотненный щебень, δ=80мм
Уплотненный песок, δ=200мм
Уплотненный грунт, δ=400мм



План кровли

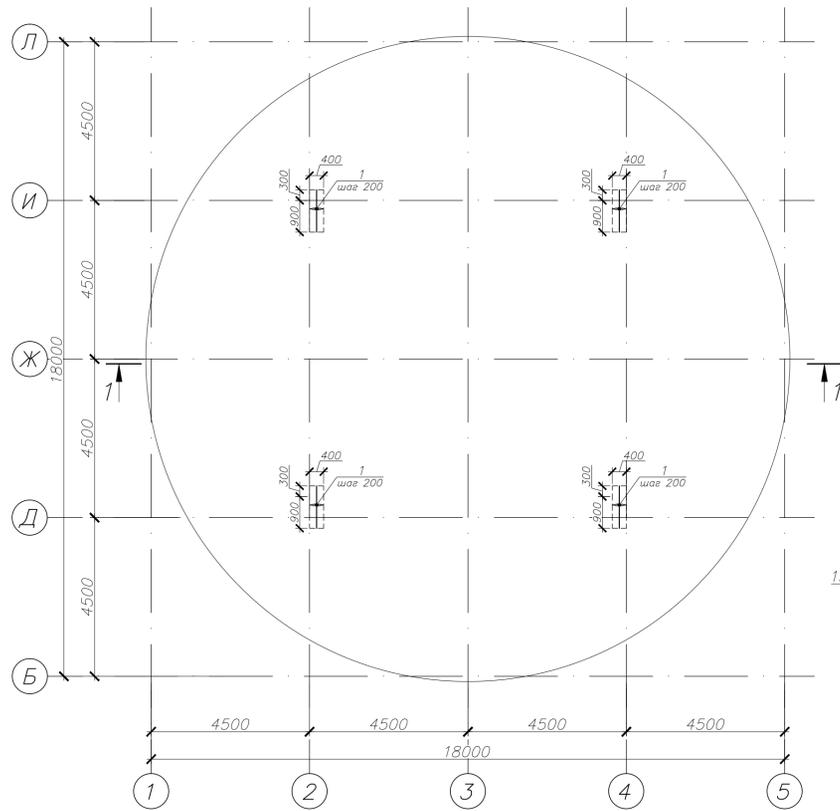


Разрез 2-2

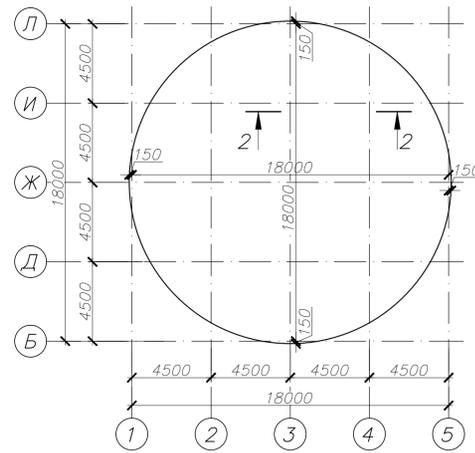


Зав. каф.	Лиськоб НН			ВКР -2069059-08.04.01-151174-17
Руковод.	Артемьев ДВ			Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуговыми размерами в плане 31,6 x 49,5 м
Консультанты				
Архитект.	Артемьев ДВ			Архитектура
Конструк.	Артемьев ДВ			
НИРС	Артемьев ДВ			Экономика
ОиФ	Артемьев ДВ			
ТОПС	Артемьев ДВ			Н. контр.
Экономика	Артемьев ДВ			
И. контр.	Артемьев ДВ			Разраб.
Разраб.	Сивенчикова АС			

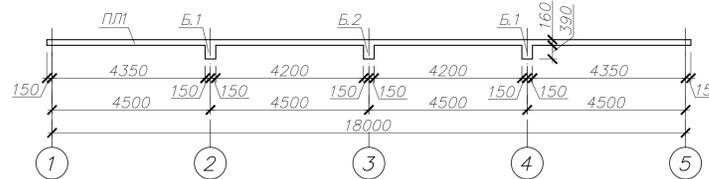
Монолитное покрытие ПЛ1.
Дополнительное армирование нижней грани.
(M1:100)



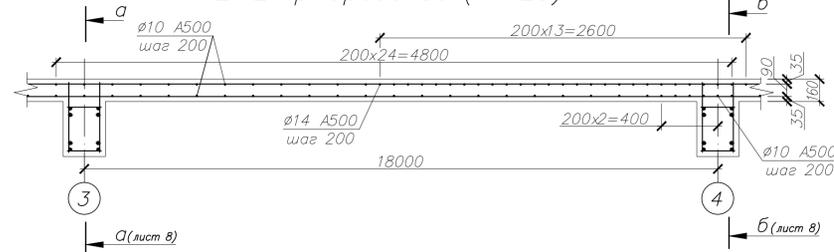
Монолитное покрытие ПЛ1.
Опалубка. (M1:200)



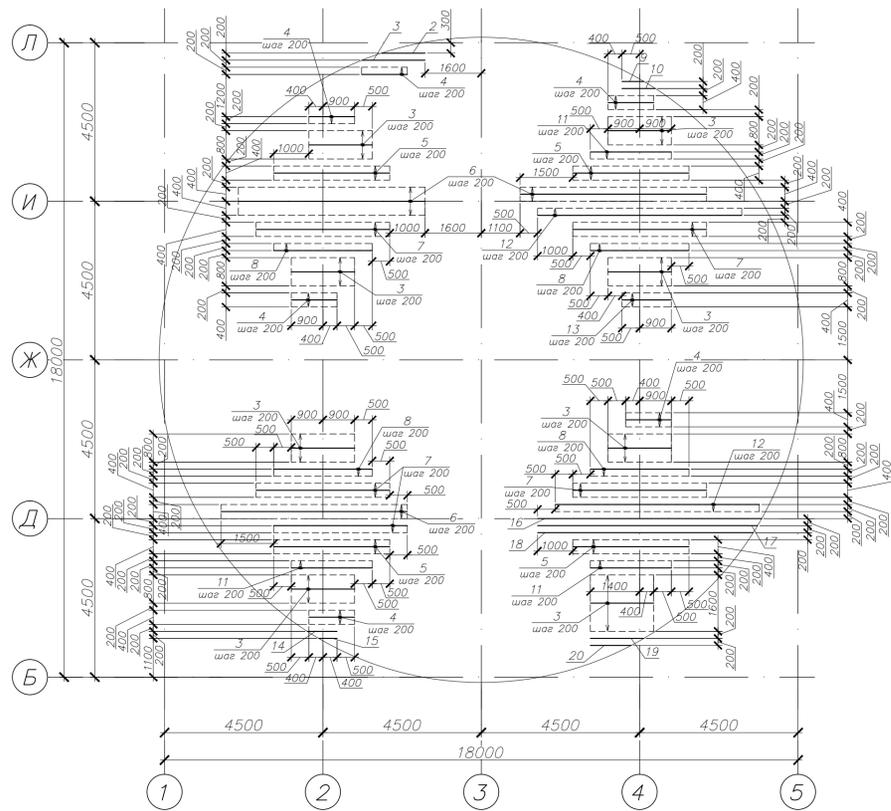
1-1. Опалубка (M1:100)



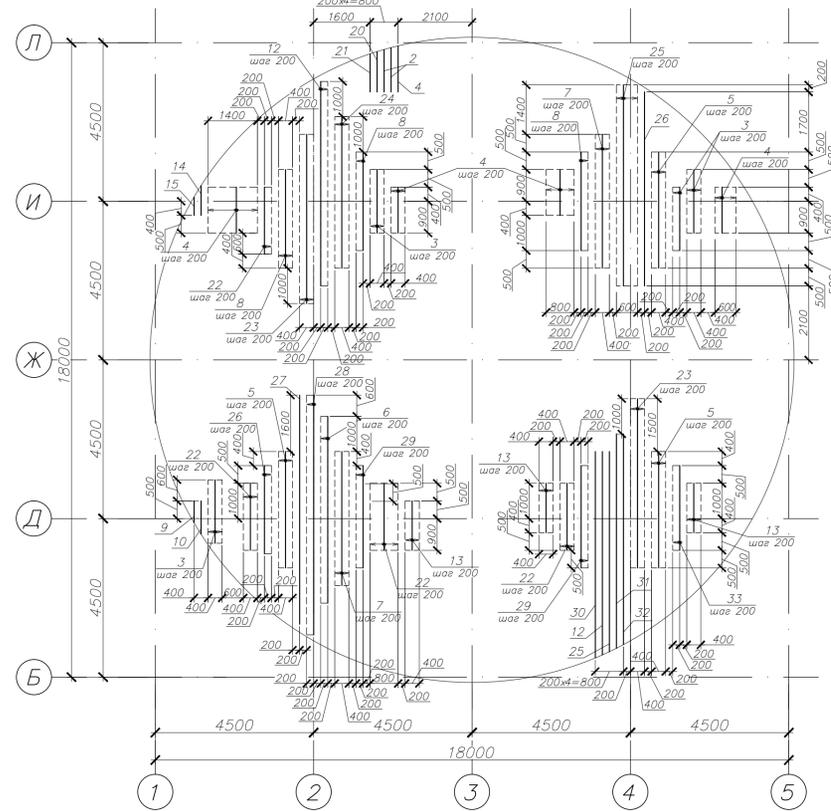
2-2. Армирование (M1:25)



Монолитное покрытие ПЛ1.
Дополнительное армирование верхней грани.
(M1:100)



Монолитное покрытие ПЛ1.
Дополнительное армирование верхней грани.
(M1:100)



Спецификация ПЛ1

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечания
		Фоновое армирование			
	ГОСТ 5781-82*	Ø 10 A500 L=18280	10	11,28	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=18240	4	11,25	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=18200	12	11,23	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=18100	8	11,17	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17920	4	11,06	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17840	4	11,01	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17730	4	10,94	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17630	4	10,88	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17530	4	10,82	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17400	4	10,74	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17260	4	10,65	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=17120	4	10,56	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16970	4	10,47	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16800	4	10,37	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16630	4	10,26	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16440	4	10,14	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16240	4	10,02	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=16030	4	9,89	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=15800	4	9,75	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=15560	4	9,60	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=15320	4	9,45	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=15040	4	9,28	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=14770	4	9,11	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=14450	4	8,92	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=14130	4	8,72	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=13800	4	8,51	

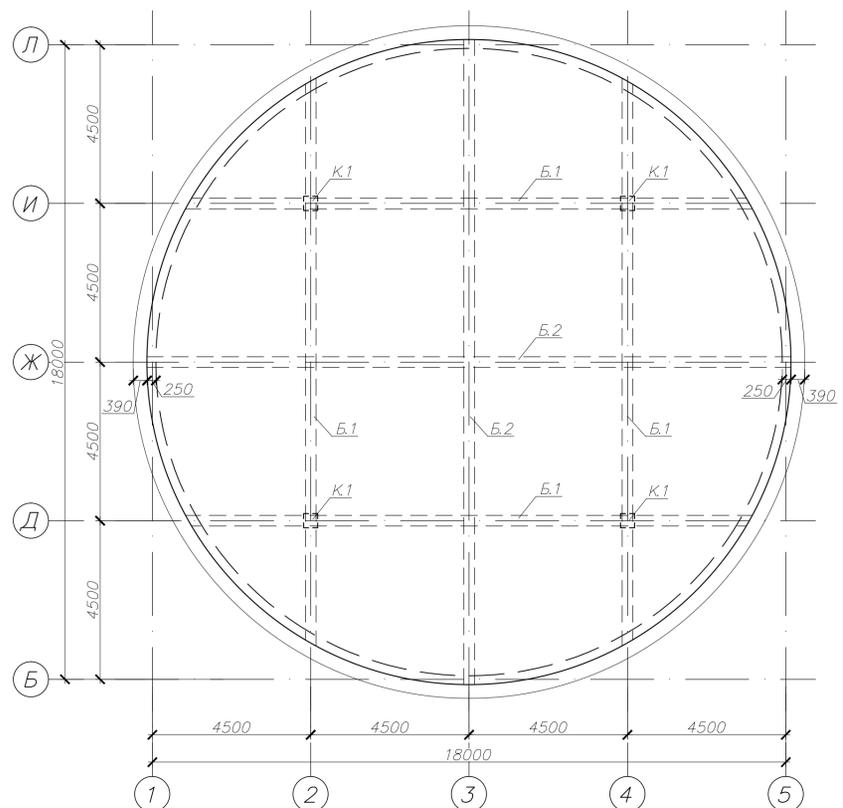
Спецификация ПЛ1. Продолжение.

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечания
	ГОСТ 5781-82*	Ø 10 A500 L=13440	4	8,29	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=13060	4	8,06	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=12660	4	7,81	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=12230	4	7,55	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=11770	4	7,26	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=11270	4	6,95	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=10740	4	6,63	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=10170	4	6,27	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=9550	4	5,89	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=8860	4	5,47	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=8100	4	5,00	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=7240	4	4,47	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=6230	4	3,84	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=5000	4	3,09	
	— // — // —	Ø 10 A500 L=3280	4	2,02	
		Итого:		1620,92	
		Дополнительное армирование			
1	ГОСТ 5781-82*	Ø 10 A500 L=1200	12	0,74	
		Итого:		8,88	
2	ГОСТ 5781-82*	Ø 14 A500 L=1250	3	1,51	
3	— // — // —	Ø 14 A500 L=1850	63	2,18	
4	— // — // —	Ø 14 A500 L=1350	37	1,63	
5	— // — // —	Ø 14 A500 L=3350	21	4,05	
6	— // — // —	Ø 14 A500 L=5300	13	6,41	
7	— // — // —	Ø 14 A500 L=3850	20	4,66	
8	— // — // —	Ø 14 A500 L=2850	15	3,45	
9	— // — // —	Ø 14 A500 L=650	2	0,79	
10	— // — // —	Ø 14 A500 L=950	2	1,15	
11	— // — // —	Ø 14 A500 L=2350	6	2,84	
12	— // — // —	Ø 14 A500 L=5850	7	7,08	
13	— // — // —	Ø 14 A500 L=1450	12	1,75	
14	— // — // —	Ø 14 A500 L=850	2	1,03	
15	— // — // —	Ø 14 A500 L=550	2	0,67	
16	— // — // —	Ø 14 A500 L=6400	1	7,74	
17	— // — // —	Ø 14 A500 L=6250	1	7,56	
18	— // — // —	Ø 14 A500 L=6150	1	7,44	
19	— // — // —	Ø 14 A500 L=1550	1	1,88	
20	— // — // —	Ø 14 A500 L=1150	2	1,39	
21	— // — // —	Ø 14 A500 L=1100	1	1,33	
22	— // — // —	Ø 14 A500 L=1950	13	2,36	
23	— // — // —	Ø 14 A500 L=4850	6	5,87	
24	— // — // —	Ø 14 A500 L=4350	3	5,26	
25	— // — // —	Ø 14 A500 L=5750	5	6,96	
26	— // — // —	Ø 14 A500 L=2550	3	3,09	
27	— // — // —	Ø 14 A500 L=6550	1	7,93	
28	— // — // —	Ø 14 A500 L=6850	2	8,29	
29	— // — // —	Ø 14 A500 L=2950	4	3,57	
30	— // — // —	Ø 14 A500 L=5900	1	7,14	
31	— // — // —	Ø 14 A500 L=6100	1	7,38	
32	— // — // —	Ø 14 A500 L=5000	1	6,05	
33	— // — // —	Ø 14 A500 L=2450	2	2,96	
		Итого:		830,15	
		Всего:		2459,95	
	ГОСТ 26633-91*	Бетон тяжелый В25	50,0		м³

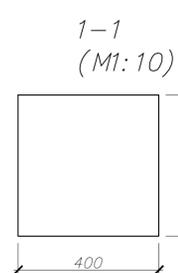
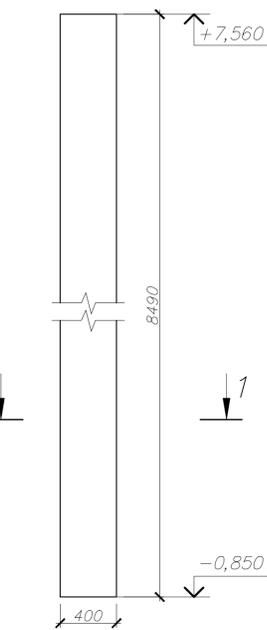
Ведомость расхода стали на элемент, кг

Марка элемента	Изделия арматурные		Общий расход
	Арматура класса		
	ГОСТ 5781-82*		
	Ø 10	Ø 14	
ПЛ1	1629,80	830,15	2459,95
Зав. каф.	Лисской НН	ВКР -2069059-08.04.01-151174-17	
Руковод.	Артемьев ДВ	Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра доусу размерами в плане 31,6 x 49,5 м	
Конструктор	Артемьев ДВ	Конструкции	Стандия Лист Листов
Н.И.Р.С.	Артемьев ДВ		ВКР 7
О.И.Ф.	Артемьев ДВ		ПГУАС
ТОПС	Артемьев ДВ		каф. СК гр. Сп-21м
Экономика	Артемьев ДВ	Монолитное покрытие ПЛ1. Дополнительное армирование нижней и верхней граней (M1:100); Монолитное покрытие ПЛ1. Опалубка 1-1, Опалубка 2-2 Армирование	
Н. контр.	Артемьев ДВ		
Разраб.	Сивенчикова АС		

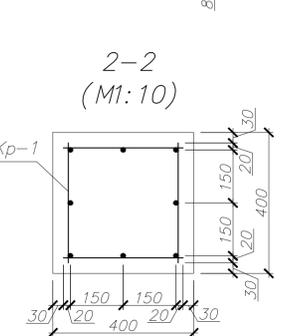
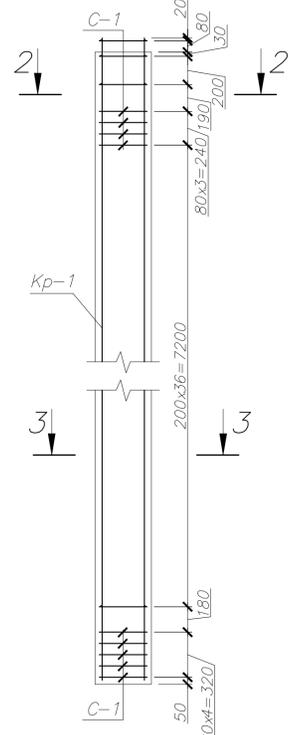
Монолитное покрытие ПЛ1.
Расположение балок Б.1, Б.2 и колонн К.1 в плане.
(М1:100)



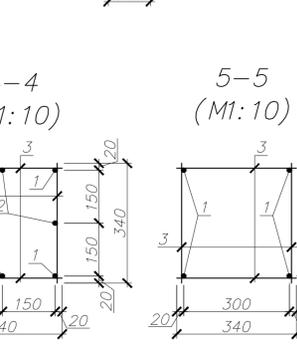
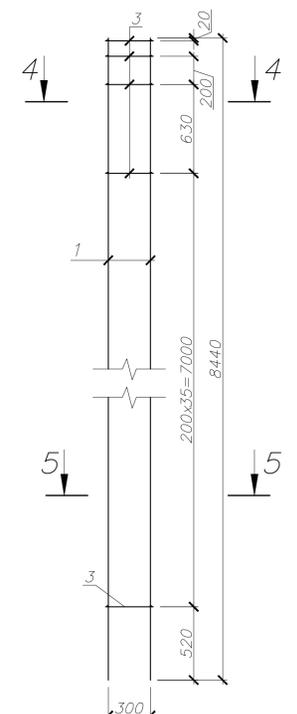
К1. Опалубка
(М1:25)



К1. Армирование.
(М1:25)

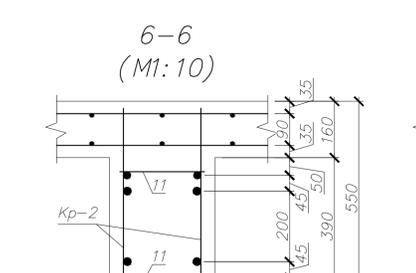
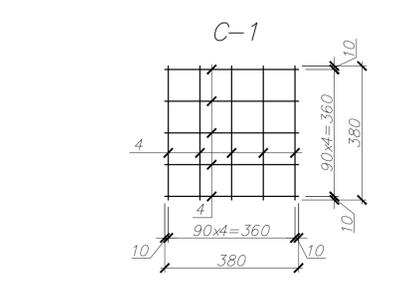
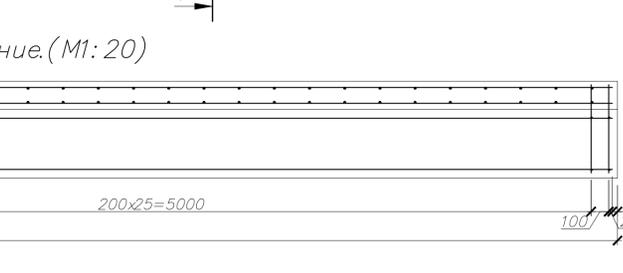
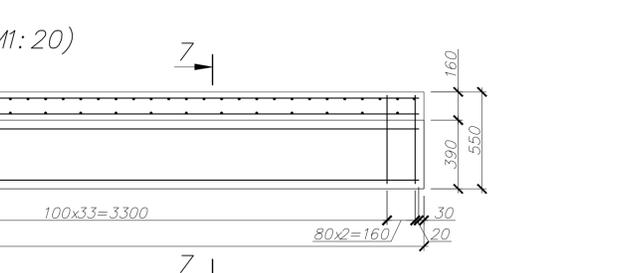
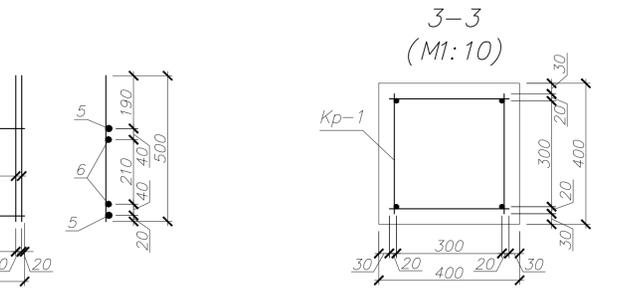
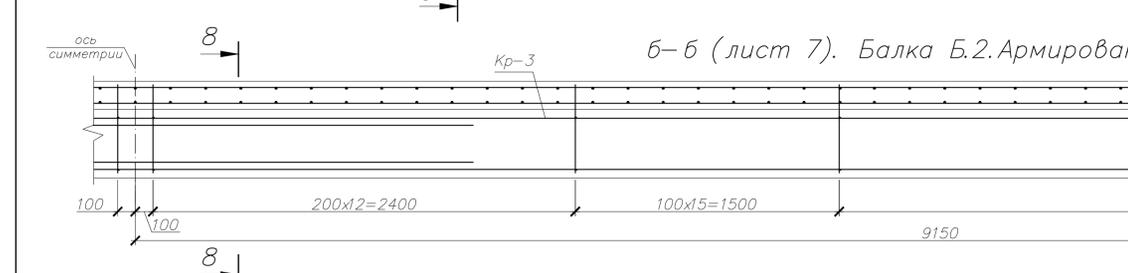
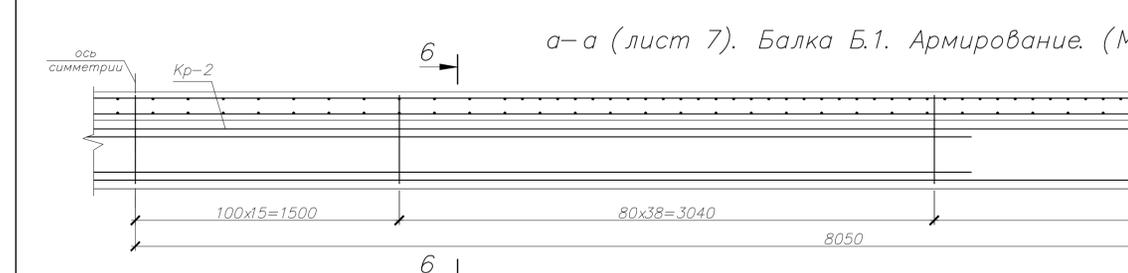
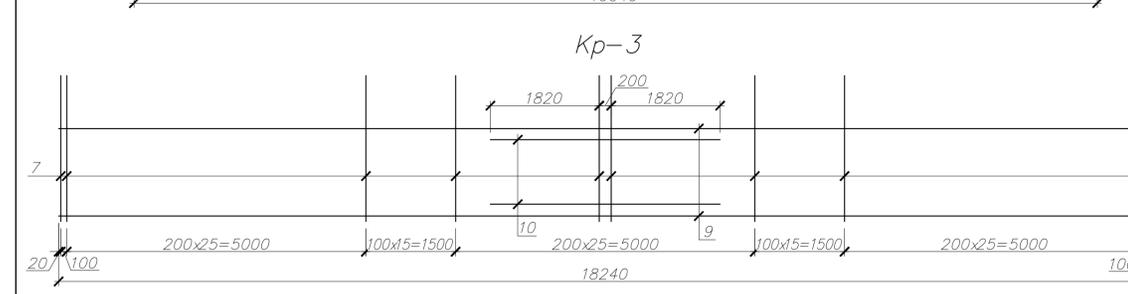
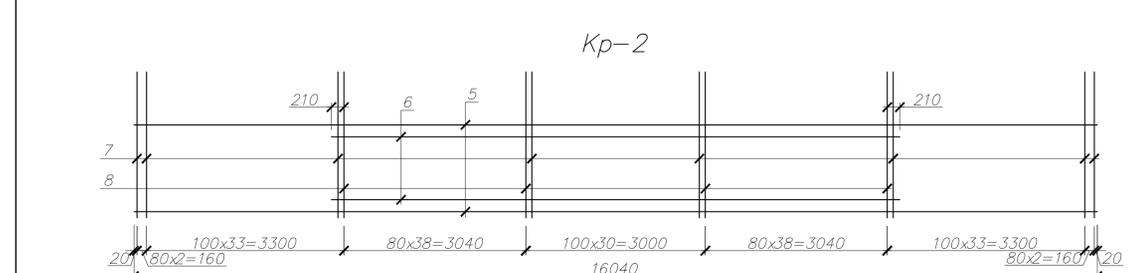


Кр-1



Спецификация К.1, Б.1, Б.2

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечания
К1		Колонна $b \times h = 400 \times 400$ мм	4		
		Сборочные единицы			
	Кр-1	Сварной каркас	1	46,04	
	С-1	Сварная сетка	9	0,80	
		Всего:		53,24	
		Кр-1			
1	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 12$ A500 L=8440	4	7,50	
2	— // — // —	$\varnothing 12$ A500 L=1000	4	0,89	
3	— // — // —	$\varnothing 6$ A240 L=340	156	0,08	
		Итого:		46,04	
		С-1			
4	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 6$ A400 L=380	10	0,08	
		Итого:		0,80	
		Бетон тяжелый В25	1,64		м ³
Б.1		Балка $b \times h = 300 \times 390$ мм, L=16100 мм	4		
		Сборочные единицы			
	Кр-2	Сварной каркас	2	201,43	
		Детали			
11	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 6$ A240 L=240	180	0,05	
		Всего:		411,86	
		Кр-2			
5	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 20$ A500 L=16040	2	39,55	
6	— // — // —	$\varnothing 22$ A500 L=9500	2	28,35	
7	— // — // —	$\varnothing 10$ A240 L=500	101	0,31	
8	— // — // —	$\varnothing 12$ A240 L=500	78	0,44	
		Итого:		201,43	
		Бетон тяжелый В25	2,28		м ³
Б.2		Балка $b \times h = 300 \times 390$ мм, L=18300 мм	2		
		Сборочные единицы			
	Кр-3	Сварной каркас	2	138,78	
		Детали			
11	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 6$ A240 L=240	116	0,05	
		Всего:		283,36	
		Кр-3			
9	ГОСТ 5781-82*	$\varnothing 20$ A500 L=18240	2	44,98	
10	— // — // —	$\varnothing 18$ A500 L=3840	2	7,67	
7	— // — // —	$\varnothing 10$ A240 L=500	108	0,31	
		Итого:		138,78	
		Бетон тяжелый В25	2,59		м ³



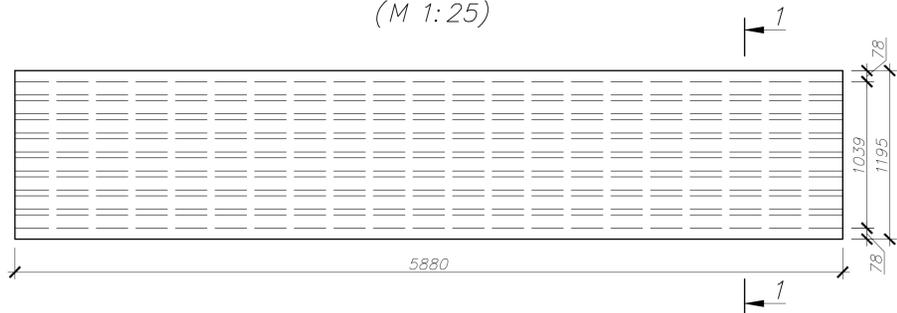
Ведомость расхода стали на элемент, кг

Марка элемента	Изделия арматурные							Общий расход	
	Арматура класса								
	ГОСТ 5781-82*								
	A 240			A 500					
	$\varnothing 6$	$\varnothing 10$	$\varnothing 12$	$\varnothing 6$	$\varnothing 12$	$\varnothing 18$	$\varnothing 20$	$\varnothing 22$	
К1	12,48			7,20	33,56				748,46
Б.1	9,00	62,62	68,64				158,20	113,40	
Б.2	5,80	66,96				30,68	179,92		

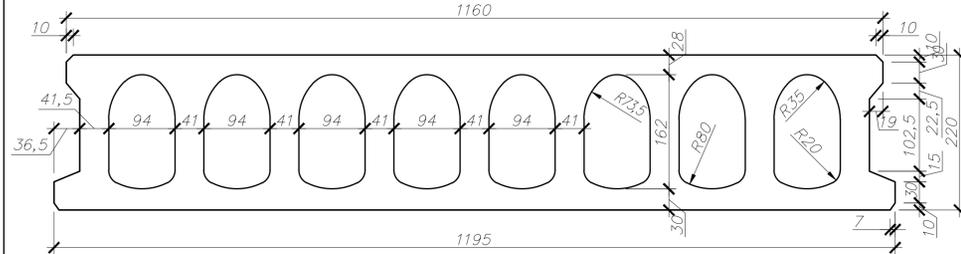
Примечание:
1. Геометрические размеры, марка бетона и армирование приняты в результате расчета, выполненного при помощи ПК "ЛИРА 9.6".
2. Сварку стержней каркасов производить электродами типа Э-42 ГОСТ 9467-75.
3. Данный лист смотреть совместно с листом 7 данной ВКР.

Зав. каф.	Лисьяков Н.И.			ВКР - 2069059-08.04.01-151174-17		
Руковод.	Артемьев Д.В.			Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуговых размеров в плане 31,6 x 49,5 м		
Консультант.	Артемьев Д.В.					
Архитект.	Артемьев Д.В.					
Констр.рук.	Артемьев Д.В.					
НИРС	Артемьев Д.В.					
ОиФ	Артемьев Д.В.					
ТОПС	Артемьев Д.В.					
Экономика	Артемьев Д.В.					
Н. контр.	Артемьев Д.В.					
Разраб.	Сивенкова А.С.					
				Статия	Лист	Листов
				ВКР	8	
				ПГУАС каф. СК гр. Сп-21м		

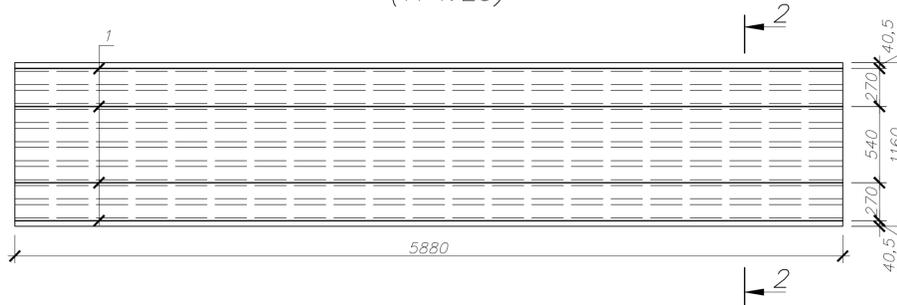
ПБ 59.12
(М 1:25)



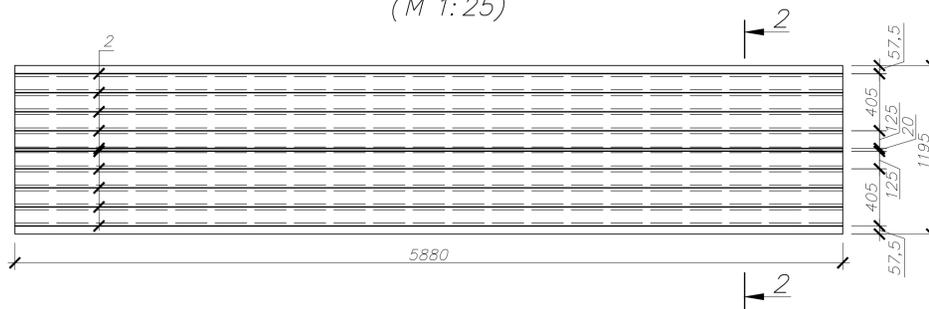
1-1
(М 1:5)



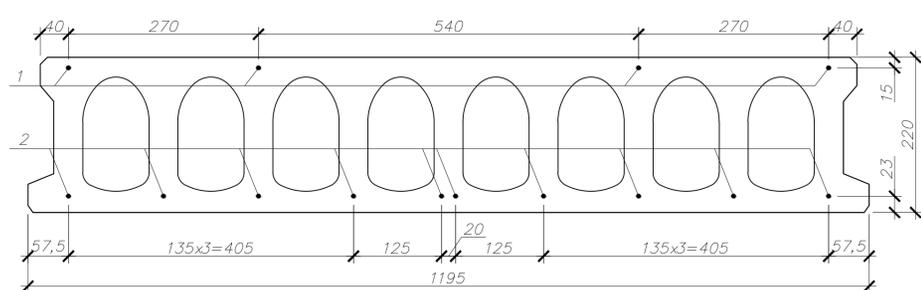
План расположения арматуры в сжатой зоне
(М 1:25)



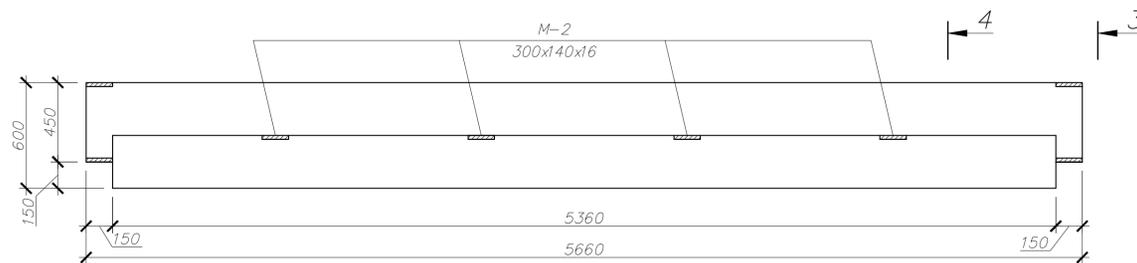
План расположения напрягаемой арматуры в
растянутой зоне
(М 1:25)



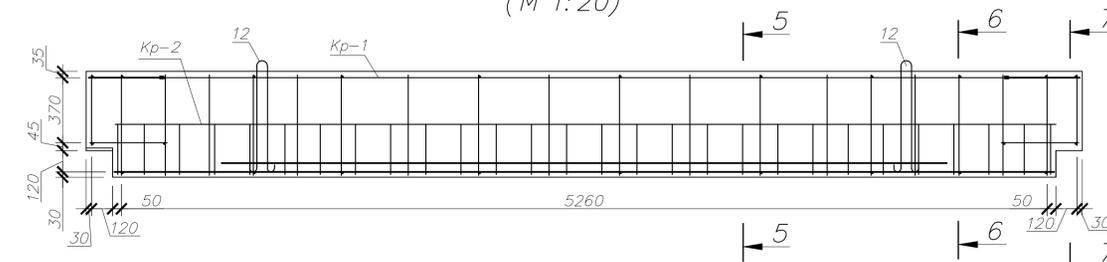
2-2
(М 1:5)



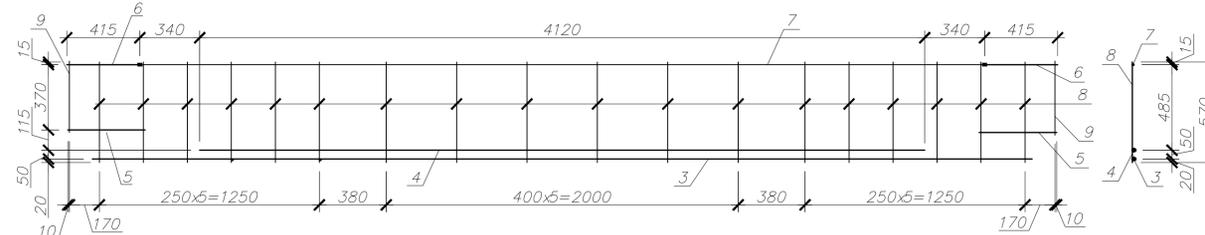
Р.1. Опалубка
(М 1:20)



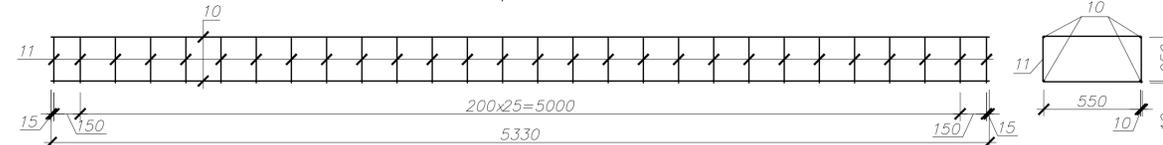
Р.1. Армирование
(М 1:20)



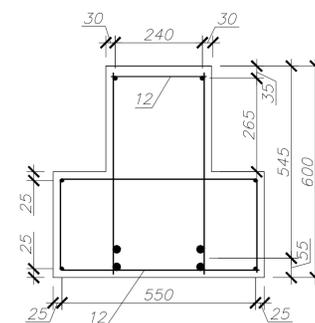
Кр-1



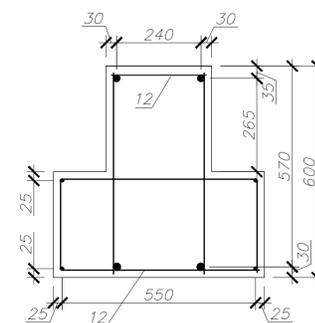
Кр-2



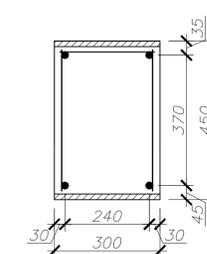
5-5
(М 1:10)



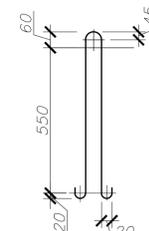
6-6
(М 1:10)



7-7
(М 1:10)



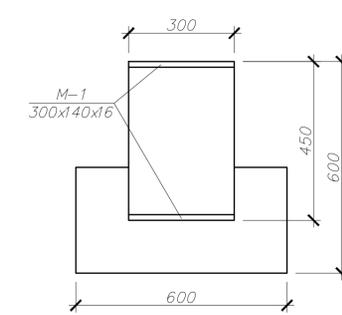
Поз. 13



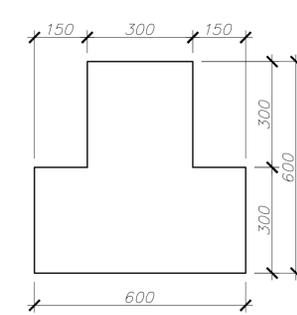
Примечание:

1. Натяжение рабочей арматуры плиты ПБ 59.12 осуществляется механическим методом ($\sigma_w = 1120$ МПа).
2. Сварку стержней каркасов производить электродами типа Э-42 ГОСТ 9467-75.
3. Плита ПБ 59.12 рассчитана под расчетную нагрузку $q = 11,131$ кН/м.
4. Ригель Р.1 рассчитан под расчетную нагрузку $q = 58,944$ кН/м.

3-3
(М 1:10)



4-4
(М 1:10)



Спецификация ПБ 59.12, Р.1

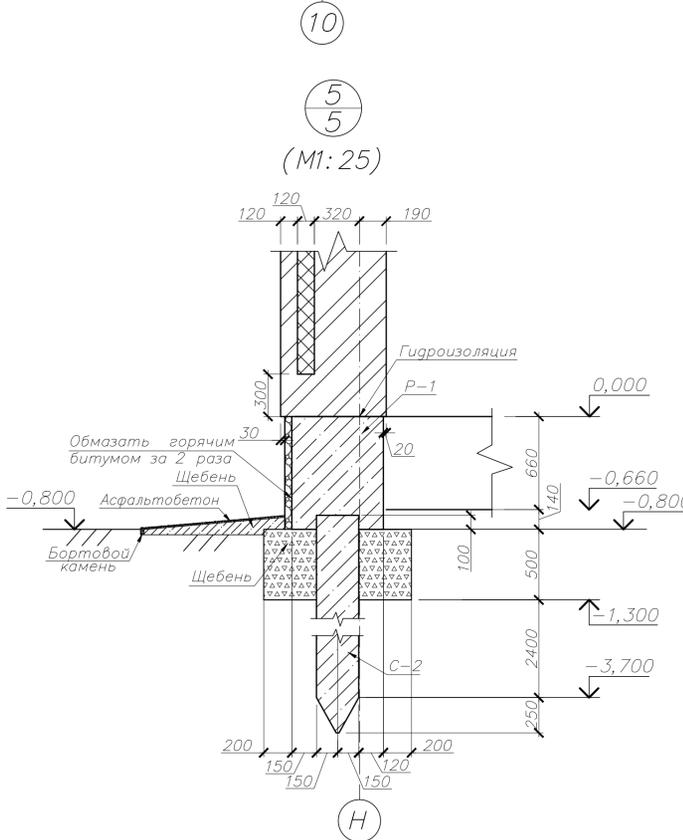
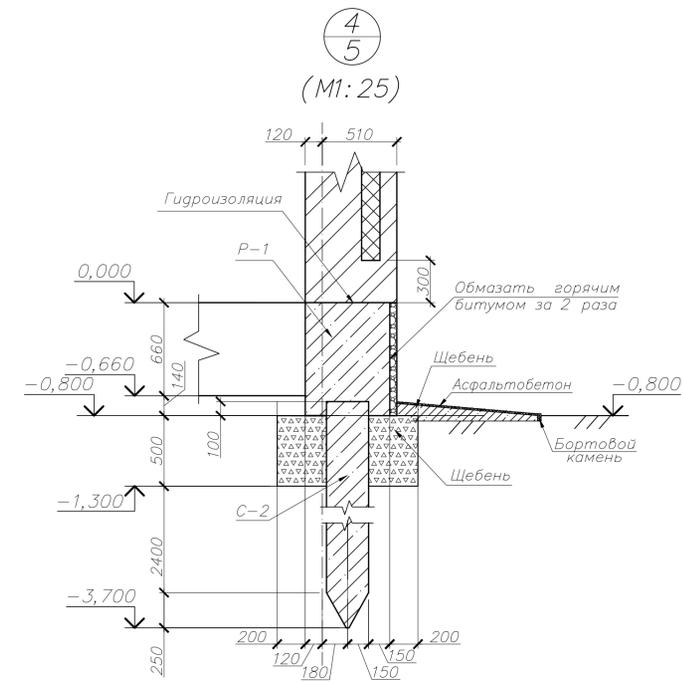
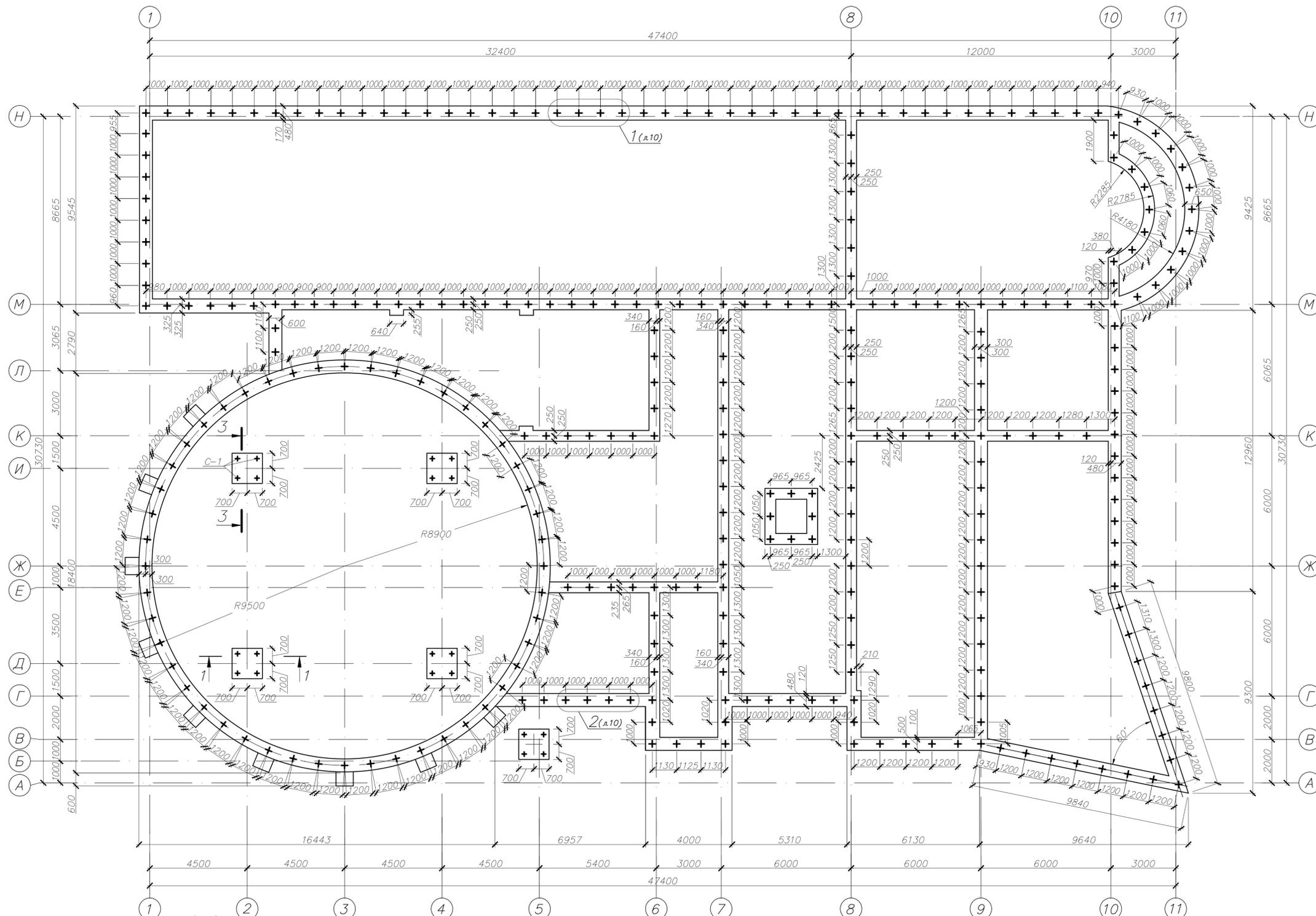
Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса	Примечания
		ПБ 59.12	21		
1	ГОСТ 7348-81*	Ø 5 Вр-1400 L=5880	4	0,85	
2	— // — // —	Ø 5 Вр-1400 L=5880	10	0,85	
		Итого:		11,90	
		Ригель Р.1			
		Сборочные единицы			
Кр-1		Сварной каркас	2	33,96	
Кр-2		Сварной каркас	1	19,49	
		Детали			
12	ГОСТ 5781-82*	Ø 10 А240 L=270	2	0,17	
13	— // — // —	Ø 16 А240 L=1420	24	2,24	
		Итого:		54,10	
		Кр-1			
3	ГОСТ 5781-82*	Ø 20 А300 L=5340	1	13,17	
4	— // — // —	Ø 20 А300 L=4120	1	10,16	
5	— // — // —	Ø 18 А300 L=440	2	0,88	
6	— // — // —	Ø 18 А300 L=420	2	0,84	
7	— // — // —	Ø 10 А300 L=4800	1	2,96	
8	— // — // —	Ø 8 А240 L=570	17	0,23	
9	— // — // —	Ø 8 А240 L=410	2	0,16	
		Итого:		33,96	
		Бетон тяжелый В25	1,80		м³
		Кр-2			
10	ГОСТ 5781-82*	Ø 8 А240 L=5330	4	2,11	
11	— // — // —	Ø 8 А240 L=1650	17	0,65	
		Итого:		19,49	
		Бетон тяжелый В25	1,03		м³

Ведомость расхода стали на элемент, кг

Марка элемента	Изделия арматурные					Общий расход
	Арматура класса					
	ГОСТ 5781-82*					
	А 240		А 300			
	Ø 6	Ø 16	Ø 10	Ø 18	Ø 20	Ø 5
ПБ 59.12						12,48
Р.1	12,48	12,48	12,48	12,48	12,48	748,46

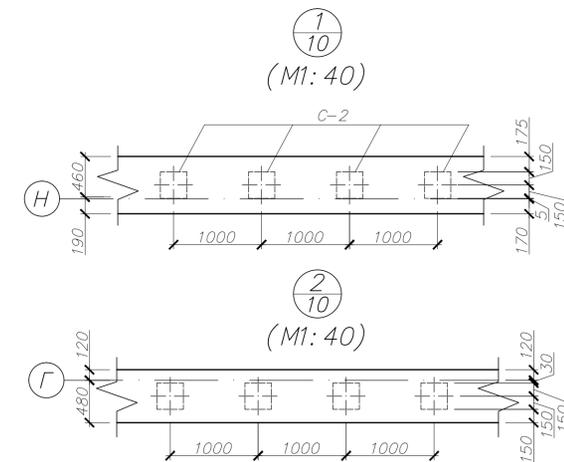
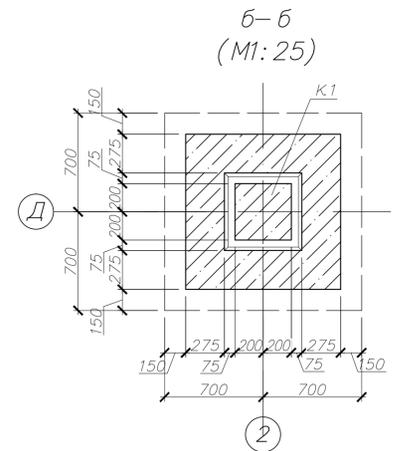
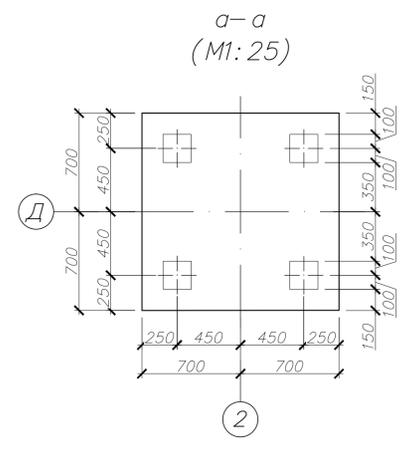
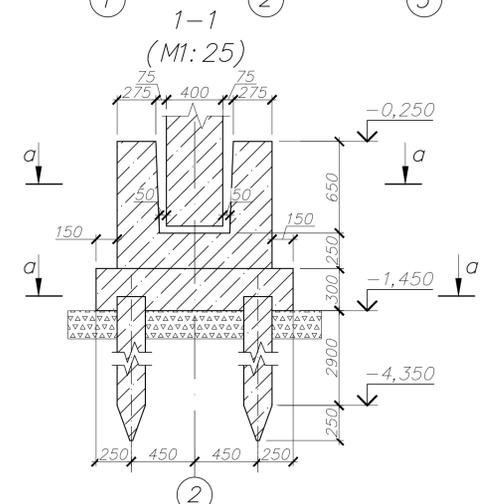
Зав. каф.	Лисский Н.Н.				ВКР -2069059-08.04.01-151174-17		
Руковод.	Артемьев Д.В.				Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуговых размеров в плане 31,6 x 49,5 м		
Конструктор.	Артемьев Д.В.				Конструкции		
Н.И.Р.С.	Артемьев Д.В.				Статия	Лист	Листов
О.И.Ф.	Артемьев Д.В.				ВКР	9	
ТОПС	Артемьев Д.В.				ПГУАС		
Экономист	Артемьев Д.В.				каф. СК гр. Сп-21м		
Н. контр.	Артемьев Д.В.						
Разраб.	Сивенчикова А.С.						

План ростверка на отм. -0,800



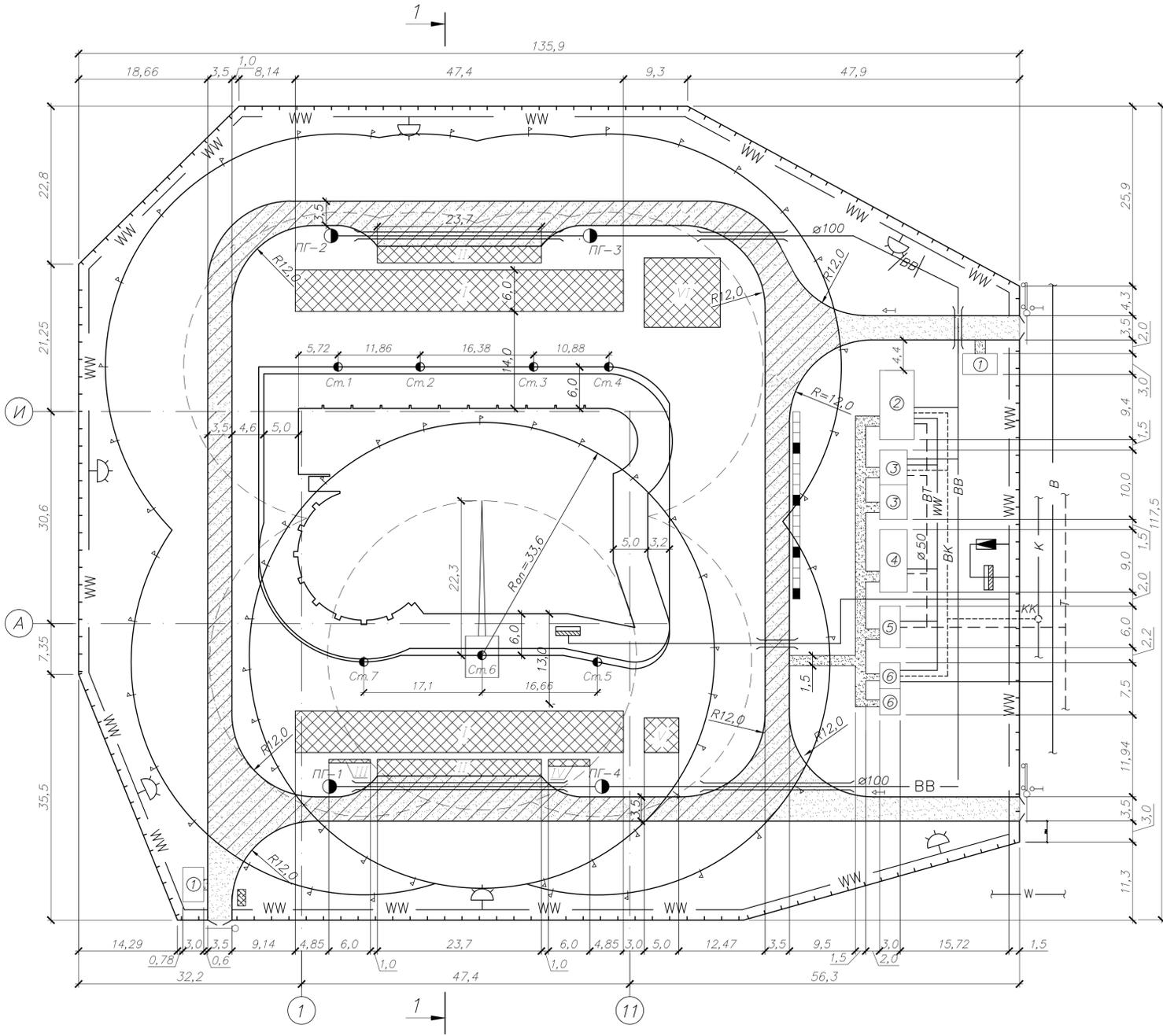
Спецификация К.1, Б.1, Б.2

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечания
		Свая квадратного сечения			
С-1	Серия 1.011.1-10	С 30.20-3	16	330,0	
С-2	Серия 1.011.1-10	С.40.30-3	312	930,0	
	ГОСТ 5781-82*	Бетон В20 для ростверка под стены	166,0		м³
	ГОСТ 5781-82*	Бетон В20 для ростверка под колонны	6,88		
Всего:					

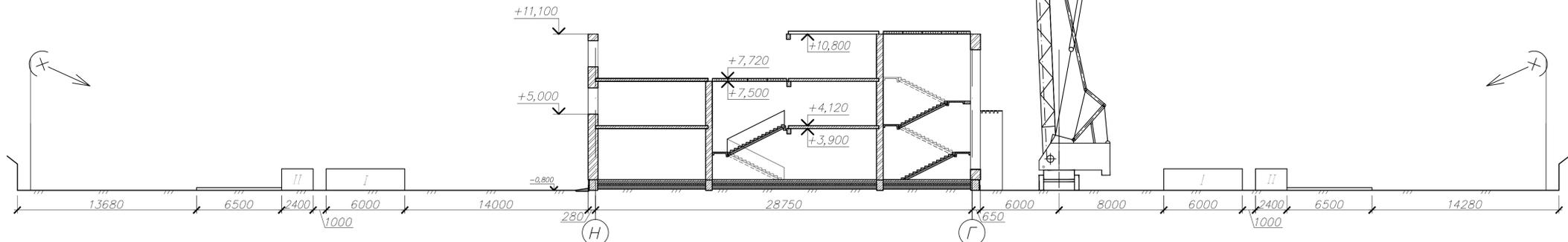
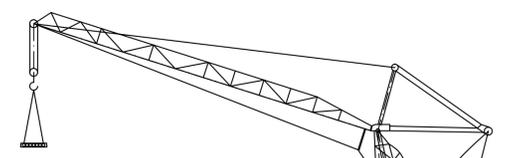


Зав. каф.	Лисько Н.Н.		ВКР - 2069059-08.04.01-151174-17		
Руковод.	Артемьев Д.В.		Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуга размерами в плане 31,6 x 49,5 м		
Архитект.	Артемьев Д.В.		ОиФ	Стадия	Лист
Констр.	Артемьев Д.В.			ВКР	10
НИРС	Артемьев Д.В.		ПГУАС		
ОиФ	Артемьев Д.В.		каф. СК гр. Ст-21м		
ТОПС	Артемьев Д.В.		План ростверка на отм. -0,800; сечение "1-1", узел "1", "2", "4" и "5"		
Экономика	Артемьев Д.В.		Разраб. Сивенкова А.С.		
Н. контр.	Артемьев Д.В.				

Стройгенплан М 1:400



Разрез 1-1
(М 1:200)



Условные обозначения

- - монтажная зона
- - ось движения крана
- P--- - опасная зона
- WW--- - сеть постоянного электроснабжения
- WW--- - сеть временного электроснабжения
- BB--- - временный водопровод
- В--- - постоянный водопровод
- Т--- - теплотрасса
- К--- - канализация
- BK--- - временная канализация
- BT--- - временная теплотрасса
- ПГ-1 (●) - пожарный гидрант
- ККО - колодец канализационный
- КВО - колодец сети водоснабжения
- ☆ - прожектор
- - трансформаторная подстанция
- ▨ - временная автодорога
- ▩ - опасная зона дороги
- - строящийся объект
- ① - временные здания
- ▧ - площадки складирования
- Ст.7 - стойка крана
- ▨ - пункт мытья колес
- △ - знак предупреждающий о въезде в опасную зону
- - знак ограничения скорости
- ∠ - ворота
- - шлакбаум
- |—| - ограждение стриплощадки
- ⊞ - информационный щит
- ▨ - шкаф распределительный
- ||| - гильза

Экспликация временных зданий и сооружений

№ п/п	Наименование	Кол-во	Площадь м ²	Размеры ахвх, м
1	Проходная	2	15	3,5х2,7
2	Комната для отдыха, обогрева, приема пищи и сушки спецодежды рабочих	1	50	10,5х2,8
3	Душевая	2	10	2,5х4х3
4	Проробская	1	36	9х4х2,7
5	Диспетчерская	1	18	6х3х2,7
6	Туалет	2	11,25	3,75х3х3

Экспликация мест складирования конструкций и материалов

№ п/п	Наименование	Кол-во	Площадь м ²	Способ хранения
1	Плиты перекрытия и покрытия	2	284	открытый
2	Кирпич	2	57	открытый
3	Прогонь и ригель	1	3	открытый
4	Прогонь и ригель	1	6	открытый
5	Рулонные материалы, плитка керамич.	1	25	навес
6	Мин. вата, линолеум, краски и т.д.	1	110	закрытый

Технико-экономические показатели

N п/п	Наименование	Ед. изм.	Численные значения показателей
1	Строительный объем	м ³	13990
2	Общая площадь	м ²	2816,33
3	Сметная стоимость строительства и благоустр.	руб.	84 094 263,95
4	Плановая трудоемкость	чел-см	6199,11
5	Стоимость 1м ² здания	руб.	6011,96
6	Стоимость 1м ² общей площади	руб.	29859,86
7	Плановая продолжительность строительства	дн	251
8	Площадь постоянного сооружения	м ²	1570
9	Площадь открытых складов	м ²	691
10	Площадь временных зданий	м ²	166,5
11	Площадь строительной площадки	м ²	14990,0
12	Протяженность дорог	м	380,0
13	Протяженность электрических сетей	м	586,0
14	Протяженность временного водопровода	м	275,8
15	Протяженность временной теплотрассы	м	64,6
16	Протяженность ограждения	м	452,5
17	Коэффициент застройки	%	9,1
18	Коэффициент использования застраиваемой территории	%	57,1

Примечание:

- До начала строительства необходимо выполнить подготовку основания для движения гусеничного крана.
- На площадках складирования размещаем строительный материал с учетом удобства монтажа.

Зав. каф.	Лисский НН		ВКР -2069059-08.04.01-151174-17		
Руковод.	Артемьев ДВ		Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра доуог размерами в плане 31,6 x 49,5 м		
Архитект.	Артемьев ДВ				
Констр.	Артемьев ДВ				
НИРС	Артемьев ДВ				
ОиФ	Артемьев ДВ				
ТОПС	Артемьев ДВ				
Экономика	Артемьев ДВ				
Н. контр.	Артемьев ДВ				
Разраб.	Сивенкова АС				
			Стация	Лист	Листов
			ВКР	11	
			ПГУАС каф. СК гр. Сп-21м		

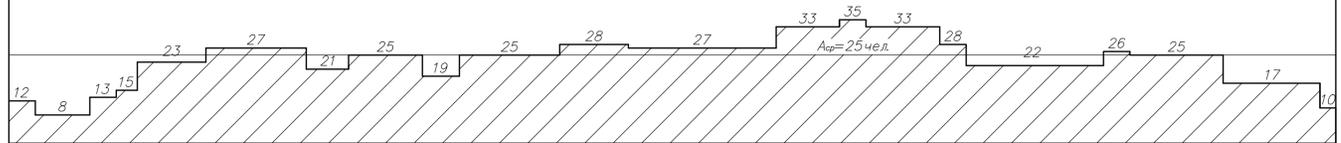
Календарный план производства работ

N п/п	Наименование работ	Объем работ		Трудовое количество Чел.-см.	Использование в машинах Наименование	Кол-во машин	Продолжительность	Кол-во смен	Число рабочих в смену	Состав бригады	13 месяцев												
		Ед. изм.	Кол-во								1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50												
1	Подготовительный период						10	2	5	Разнорабочий	5												
2	Разработка грунта бульдозером	1000м³	0,07	0,13	Д-271А	1	1	1	1	Машинист 6р	1												
3	Погрузка дизель-молотом свай	м³	121,5	46,63	СП 76А	1	12	2	1	Машинист 6р	12												
4	Вырубка бетона из арматурного каркаса свай	шт.	328	57,40	-	-	6	2	5	Бетонщик 3р	6												
5	Доработка грунта вручную	100м³	0,03	0,44	-	-	1	1	1	Землекоп 2р	1												
6	Уплотнение грунта прицепными катками	1000м³	0,65	0,64	Каток дорожный	1	1	1	1	Машинист 6р	1												
7	Устройство щебеночного основания под фундамент	м³	125	15,47	Передвижной компрессор	1	3	2	1	Машинист 6р Каменщик 4р	3												
8	Устройство опалубки	100м³	2,10	25,18	-	-	6	2	4	Плотник 4р	6												
9	Устройство монолитного ростверка	100м³	1,66	92,55	-	-	8	1	12	Плотник-бетонщик 4р	8												
10	Устройство монолит. ж/б фундамента под колонны	100м³	0,069	6,78	-	-	2	1	4	Плотник-бетонщик 4р	2												
11	Гидроизоляция	100м³	2,34	49,61	-	-	4	2	6	Изолировщик 4р	4												
12	Кирпичная кладка стен наруж и внутренних высотой св 4 м	м³	645,83	433,56	-	-	22	2	10	Каменщик 4р	22												
13	Установка и разборка подмостей	10м³	133	18,95	-	-	3	2	1	Машинист 6р Плотник 4р, 2р	3												
13	Установка ригелей и прогнов	100 шт.	0,27	2,49	СКГ-40/63	1	7	2	4	Машинист 6р Монтажник 4,3,2р	7												
17	Монтаж лестничных площадок	100 шт.	0,05	1,76	СКГ-40/63	1	1	2	1	Машинист 6р Монтажник 4,3,2р	1												
18	Монтаж лестничных маршей	100 шт.	0,06	1,96	СКГ-40/63	1	1	2	1	Машинист 6р Монтажник 4,3,2р	1												
19	Укладка плит перекрытия	100 шт.	2,56	99,24	СКГ-40/63	1	13	2	1	Машинист 6р Монтажник 4,3,2р	13												
20	Подача кирпича на поддонах 400 шт.	1000 шт.	690	33,98	СКГ-40/63	1	6	2	1	Машинист 6р Такелажник 2р	6												
21	Подача раствора в ящиках 0,25 м³	м³	528,33	79,25	СКГ-40/63	1	20	2	1	Машинист 6р Такелажник 2р	20												
22	Кирпичная кладка стен наруж и внутренних высотой до 4 м	м³	882,35	587,28	-	-	31	2	8	Каменщик 4р	31												
24	Утепление наружных стен минераловатными плитами	100м³	13,25	1331,43	-	-	30	2	22	Изолировщик 4р Изолировщик 2р	30												
25	Установка перегородок	100м³	6,09	69,27	-	-	9	2	4	Каменщик 4р Каменщик 2р	9												
26	Антикоррозийное покрытие сварных стыков	100м	70,8	9,74	-	-	3	2	2	Монтажник 4р Монтажник 2р	3												
27	Заливка швов плит перекрытия	100м	51,25	38,63	-	-	10	2	2	Монтажник 4р Монтажник 2р	10												
28	Устройство монолитных ж/б колонн	100м³	0,07	28,13	-	-	4	2	4	Бетонщик 4р Бетонщик 3р	4												
29	Устройство монолитного перекрытия	100м³	0,59	156,65	СКГ-40/63	1	13	2	1	Машинист 6р Бетонщик 4р, 3р	13												
30	Устройство пароизоляции кровли	100м³	12,9	28,23	-	-	5	1	6	Изолировщик 4р Изолировщик 2р	5												
31	Укладка утеплителя	100м³	12,9	73,43	-	-	12	1	6	Изолировщик 4р Изолировщик 2р	12												
32	Устройство стяжки	100м³	12,9	47,92	-	-	8	1	3	Бетонщик 3р Изолировщик 2р	8												
33	Устройство кровли	100м³	12,9	23,16	-	-	4	1	6	Кровельщик 4,3,2р	4												
34	Установка столярки и остекление	100м³	2,32	41,36	-	-	7	1	4	Плотник 4р, 2р Стекольщик 4р	7												
35	Штукатурные работы	100м³	32,87	305,03	-	-	19	1	16	Штукатур 3р	19												
36	Заполнение сферных проемов	100м³	1,59	20,73	-	-	5	1	4	Плотник 4р, 2р	5												
37	Сантехработы	-	-	138,10	-	-	15	1	9	Сантехники 6р	15												
38	Электромонтажные работы	-	-	89,02	-	-	15	1	6	Электрики 6р	15												
39	Отделка фасада	100м³	15,98	141,58	-	-	24	1	6	Маляр-штукатур 4р	24												
40	Малярные работы	100м³	37,37	182,93	-	-	15	1	12	Маляр 5,4,3р	15												
41	Устройство подготовки под полы, мозаичные полы	100м³	2,78	50,14	-	-	7	1	5	Бетонщик 3р Изолировщик 2р	7												
42	Устройство дощатого пола	100м³	1,40	10,63	-	-	6	1	2	Плотник 4р	6												
43	Устройство звукоизоляции сплошной	100м³	14,13	50,13	-	-	8	1	6	Изолировщик 4р	8												
44	Устройство покрытия из линолеума	100м³	14,13	30,38	-	-	8	1	4	Облиц-синтетич. материалами 4р	8												
45	Облицовка стен и керамические полы	100м³	9,84	144,55	-	-	18	1	4	Облиц-плит. 4р Облиц-плит. 3р	18												
46	Благоустройство	100м³	157,7	960,86	-	-	48	1	10	Разнорабочий	48												
47	Прочие работы	-	-	562,74	-	-	405	1	5	Разнорабочий	405												
48	Подготовка к сдаче	-	-	9	-	-	3	1	3	Разнорабочий	3												

ТЭП календарного плана

- Продолжительность строительства 12,5 мес.
- Общая трудовое количество работ Q=6199,11 чел.-см.
- Общая машиновместность работ Q=174,60 маш.-см.
- Уровень сборности 34,84%.
- Уровень механизации 35,64%.
- Коэффициент совмещения работ K_{совм}=2,92.
- Максимальное количество рабочих в потоке 35 чел.
- Среднее количество рабочих в потоке 25 чел.
- Коэффициент неравномерности движения рабочей силы K_н=1,4.

График движения рабочих



Зав. каф.	Лисков НН			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151174 - 17		
Руковод.	Артемьев ДВ			Исследование фактической работы несущих конструкций здания многофункционального центра досуга размерами в плане 31,6 x 49,5 м		
Консультанты						
Архитект.	Артемьев ДВ					
Конструк.	Артемьев ДВ					
НИРС	Артемьев ДВ			ТОПС		
ОиФ	Артемьев ДВ					
ТОПС	Артемьев ДВ					
Экономика	Артемьев ДВ			Календарный план производства работ; ТЭП календарного плана; график движения рабочих		
Н. контр.	Артемьев ДВ					
Разраб.	Сивенкова АС					
				Статия	Лист	Листов
				ВКР	12	
				ПГУАС каф. СК гр. Сп-21м		