

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*

*Ласьков Н.Н.*

*подпись, инициалы, фамилия*

“.....” .....20 г.

## ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО НАПРАВЛЕНИЮ  
ПОДГОТОВКИ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО» НАПРАВЛЕННОСТЬ  
«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Тема ВКР \_\_\_\_\_ Сборочный цех площадью 3240м<sup>2</sup> в г.Перми

Автор ВКР \_\_\_\_\_ Волкова Татьяна Николаевна

Обозначение 2069059-020301-130920-2017 Группа Стр1-43\_\_\_\_\_

Руководитель ВКР \_\_\_\_\_ Абрашитов Валентин Султанович

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный \_\_\_\_\_ Пучков Юрий Михайлович

расчетно-конструктивный \_\_\_\_\_ Абрашитов Валентин Султанович

основания и фундаменты \_\_\_\_\_ Чичкин Александр Федорович

технологии и организации строительства \_\_\_\_\_ Карпова Ольга Викторовна

экономики строительства \_\_\_\_\_ Сафьянов Александр Николаевич

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности \_\_\_\_\_ Разживина Галина Петровна

НИР \_\_\_\_\_ Абрашитов Валентин Султанович

Нормоконтроль \_\_\_\_\_ Абрашитов Валентин Султанович

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»

Зав. кафедрой \_\_\_\_\_ «УТВЕРЖДАЮ»  
\_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

**ЗАДАНИЕ**  
на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра  
по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство»  
направленность «Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР \_\_\_\_\_ Волкова Татьяна Николаевна

Группа Стр1-43 \_\_\_\_\_

Тема ВКР Сборочный цех площадью 3240м<sup>2</sup> в г.Перми \_\_\_\_\_

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел \_\_\_\_\_ Пучков Юрий Михайлович

расчетно-конструктивный раздел \_\_\_\_\_ Абраштов Валентин Султанович

основания и фундаменты \_\_\_\_\_ Чичкин Александр Федорович

технология и организация строительства \_\_\_\_\_ Карпова Ольга Викторовна

экономика строительства \_\_\_\_\_ Сафьянов Александр Николаевич

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности \_\_\_\_\_ Разживина Галина Петровна

НИР \_\_\_\_\_ Абраштов Валентин Султанович

**I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР**

1. Место строительства г. Пермь \_\_\_\_\_

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР

разработано по индивидуальному заказу \_\_\_\_\_

(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 « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20\_\_\_\_ года.

Руководитель ВКР \_\_\_\_\_

## Содержание:

1	Архитектурно-строительный раздел.....	7
1.1	Введение.....	8
1.2	Генеральный план и благоустройство территории.....	10
1.2.1	Технико-экономические показатели.....	10
1.3	Объёмно-планировочное решение.....	11
1.4	Конструктивное решение.....	11
1.5	Меры по обеспечению долговечности конструкций.....	12
1.6	Физико-техническое обоснование принятых решений.....	13
1.6.1	Теплотехнический расчёт стены.....	13
1.6.2	Светотехнический расчёт.....	14
2	Расчетно-конструктивный раздел.....	16
2.1	Исходные данные .....	17
2.2	Компоновка поперечной рамы.....	17
2.2.1	Вертикальные размеры.....	17
2.2.2	Горизонтальные размеры.....	19
2.3	Нагрузки на поперечную раму.....	20
2.3.1	Постоянные нагрузки.....	20
2.3.2	Снеговая нагрузка.....	22
2.3.3	Нагрузка от мостовых кранов.....	23
2.3.4	Ветровая нагрузка.....	24
2.4	Расчет рамы на ЭВМ.....	28
2.5	Расчет и конструирование ступенчатой колонны.....	33
2.5.1	Исходные данные.....	33
2.5.2	Определение расчетной длины колонны.....	33
2.5.3	Подбор сечения верхней части колонны.....	33
2.5.4	Подбор сечения нижней части колонны.....	37
2.5.5	Расчет решетки подкрановой части колонны.....	39
2.5.6	Расчет и конструирование узлы сопряжения верхней и нижней частей колонны.....	40
2.5.7	Расчет и конструирование базы колонны.....	42
2.6	Расчет и конструирование стропильной фермы из парных уголков..	44
2.6.1	Статический расчёт.....	44
2.6.2	Подбор сечений стержней колонны.....	46
2.6.3	Расчет сварных швов прикрепления решетки фермы к фасонкам верхнего и нижнего поясов фермы.....	50
2.6.4	Расчет и конструирование узлов стропильной фермы.....	51
2.6.4.1	Расчет узла крепления элементов решетки к нижнему поясу фермы.....	51

2.6.4.2 Расчет узла крепления элементов решетки к верхнему поясу фермы.....	52
2.6.4.3 Расчет опорного узла.....	53
2.6.4.4 Расчет укрупненных монтажных стыков.....	55
3 Основания и фундаменты.....	60
3.1 Определение физико механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты.....	61
3.1.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.....	61
3.2 Расчет фундамента мелкого заложения.....	62
3.2.1 Определение размеров подошвы фундаментов.....	62
3.2.2 Определение осадки фундамента мелкого заложения.....	64
4 Научно-исследовательская работа.....	67
4.1 Определение физико-механических свойств показателей грунтов и сбор нагрузок .....	68
4.1.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.....	68
4.2 Расчет свайного фундамента.....	69
4.2.1 Расчет количества свай в ростверке.....	69
4.2.2 Расчет осадки свайного фундамента.....	71
4.3 Расчет фундамента мелкого заложения.....	73
4.3.1 Определение размеров подошвы фундаментов.....	73
4.3.2 Определение осадки фундамента мелкого заложения.....	76
4.4 Техничко-экономическое сравнение фундаментов .....	78
5 Технология и организация строительства.....	79
5.1 Обоснование проектных решений .....	80
5.1.1 Характеристика объемно-планировочного решения здания.....	80
5.1.2 Определение объемов строительно-монтажных работ.....	80
5.1.3 Выбор средств подмащивания инвентаря, монтажных приспособлений и оснастки.....	81
5.1.4 Выбор монтажного крана.....	83
5.1.5 Выбор транспортных средств.....	87
5.2 Разработка проекта производства работ.....	88
5.2.1 Указания по подготовке объекта.....	88
5.2.2 Подготовительные работы.....	90
5.2.3 Методы и последовательность производства работ.....	94
5.2.4 Требования к качеству и применению работ.....	95
5.3 Технологическая карта на установку подкрановых балок.....	98
5.3.1 Область применения технологической карты. Общие положения.....	98
5.3.2 Организация и технология выполнения работ.....	98

5.3.3 Требования к качеству работ.....	100
5.3.4 Потребность в материально-технических ресурсах.....	104
5.3.5 Техника безопасности и охрана труда.....	104
5.3.6 Техничко-экономические показатели.....	105
5.4 Календарное планирование.....	105
5.4.1 Техничко-экономические показатели календарного плана.....	106
5.5 Стройгенплан на возведение надземной части здания.....	107
5.5.1 Внутрипостроечные дороги.....	107
5.5.2 Проектирование складских площадок.....	108
5.5.3 Определение потребности во временных зданиях и сооружениях.....	109
5.5.4 Освещение строительной площадки.....	110
5.5.5 Техничко-экономические показатели стройгенплана.....	111
5.6 Мероприятия по технике безопасности и охране окружающей среды.....	111
6 Экология и безопасность жизнедеятельности.....	113
6.1 Анализ опасных и вредных негативных факторов при производстве основных видов строительно-монтажных работ.....	114
6.2 Порядок производства бетонных работ.....	118
6.3 Порядок производства монтажных работ.....	119
6.4 Порядок производства монтажных работ по устройству покрытия.....	120
7 Экономика строительства .....	121
7.1 Локальная смета.....	122
7.2 Объектная смета.....	129
7.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства промышленного здания.....	132
7.4 Расчет договорной цены.....	135
Приложение 1.....	136
Приложение 2.....	139
Список используемых источников.....	141

**Раздел 1**  
**Архитектурно-строительный**

## 1.1 Введение

**ВКР-2069059-080301-130920-2017**

Данная выпускная квалификационная работа разрабатывалась на основе выданного задания на ВКР. Сборочный цех должен иметь существенное значение для социально-экономического развития Перми и Пермской области.

Здание является совокупностью различных конструктивных элементов, которые взаимосвязаны между собой в определенном порядке, обеспечивающем устойчивость, долговечность и прочность как всей конструктивной системы в целом, так и ее отдельных элементов. Конструктивные узлы (конструктивные элементы и сопряжение их между собой) проектируются в соответствии с направлением внешних силовых и не силовых воздействий, величиной напряжений и других физических процессов, которые возникают в конструкции.

Решение конструктивных элементов, узлов, а также всей конструктивной системы промышленного здания определяется технологическим процессом, для которого здание предназначено, параметрами воздушной среды, объемно-планировочным решением и отвечающим ему общим конструктивным замыслом.

Конструктивные элементы того или иного назначения в течение всего периода эксплуатации здания подвергаются различным видам внешних воздействий, которым они должны противостоять, сохраняя прочностные, изоляционные и другие эксплуатационные качества в соответствии с установленным сроком службы. При этом конструктивные решения должны удовлетворять требованиям индустриальности и экономической целесообразности.

Основным направлением в типовом проектировании предприятий машиностроения следует считать разработку новых типовых решений конструкций и изделий. Для машиностроения разрабатывают типовые решения технологических линий, узлов, участков, схем, секций, пролетов, сечений конструкций и деталей. Нужно проектировать такие новые предприятия машиностроения, которые ко времени ввода их в эксплуатацию по своим архитектурно-композиционным, конструктивным достоинствам, технико-экономическим показателям и качеству продукции значительно превосходили бы аналогичные действующие отечественные и зарубежные предприятия.

Промышленные здания существенно отличаются от жилых и общественных зданий, как по внешнему облику, так и по конструктивному решению, что обуславливается производственно-технологическими требованиями. Характеристиками для этих зданий являются относительно крупные по площади помещения, в ряде случаев наличие устройств и конструктивных элементов для крепления и движения подвесных или опорных кранов, надстроек на покрытиях в виде световых и аэрационных фонарей и ряд других особенностей (например, повышенная влажность, тепловые выделения).



Большое влияние на архитектурно-строительное решение промышленных зданий оказывает их этажность. Бывают одноэтажные, которые на данный момент преобладают в промышленном строительстве и многоэтажные. Одноэтажные сооружают в том случае, если используется тяжелое технологическое оборудование, требующее значительных пролетов и вызывающие соответствующие динамические и статические нагрузки при больших габаритах и массе выпускаемой продукции в производствах, основной технологический процесс которых протекает по горизонтали.

Одноэтажные производственные здания проектируются как с фонарями, так и без них. Они могут быть одно — и многопролетные.

Одноэтажные производственные здания чаще всего проектируют каркасными. Элементы каркаса выполняются чаще из сборного железобетона, реже из стали в зависимости от величины и характера крановой нагрузки, основных объемно-планировочных параметров и внутреннего режима помещений цеха, руководствуясь требованиями Технических правил по экономному расходованию строительных материалов. Установлены рациональные области применения сборного железобетона, который принят основным материалом конструкций промышленных зданий.

Технологический процесс стоит из следующих стадий:

1. Слесарная обработка и пригонка.
2. Узловая (или предварительная) сборка — соединение деталей в подузлы, узлы, механизмы.
3. Общая (или окончательная) сборка — сборка всей машины.
4. Регулировка — установка и выверка правильности взаимодействия частей машин

В работе предусматривается применение металлического каркаса с легкими навесными стеновыми панелями типа «сэндвич».

Технические решения, принятые в рабочих чертежах, соответствуют требованиям экологических, санитарно – гигиенических, противопожарных и других норм действующих на территории Российской Федерации и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренными рабочими чертежами мероприятиями.

## 1.2 Генеральный план и благоустройство территории

Участок под строительство однопролетного сборочного цеха расположен в г. Пермь.

В общем случае промышленная территория, как правило, подразделяется

на четыре зоны:

1 - предзаводская зона - зона заводских вспомогательных зданий и сооружений (административные здания, проходные, здания или помещения медицинского обслуживания и т. д.) с предзаводскими площадями и стоянками пассажирского транспорта;

2 - производственная зона (основные цехи заготовочного, обрабатывающего и сборочного циклов, а также цехи подсобного назначения);

3 - подсобная зона (энергетические объекты, основные технические полосы для прокладки инженерных коммуникаций и т.п.);

4 - зона складов и основных транспортных устройств (склады, депо, сортировочные станции и т. п.).

Размер участка в плане 237х183м, площадь участка 343371 м<sup>2</sup>. Рядом с проектируемым зданием предусмотрены вспомогательные здания и сооружения: склад материалов, столовая, отделение переработки отходов, резервуары для воды, кпп.

Рельеф местности, выделенный под строительство, спокойный, без каких-либо естественных препятствий.

На генплане предусмотрены автомобильные дороги двухстороннего движения шириной 10м. Радиус закругления дорог 20м. Тротуары шириной 2м.

Для создания наиболее благоприятных условий на территории участка, а также для уменьшения проникновения пыли и грязи по обочинам, по краям пешеходных дорожек, дорог для подъезда автомобилей предусмотрена посадка деревьев лиственных пород, декоративного кустарника, предусмотрены зоны отдыха, а также устройство газонов. Озеленение участка запроектировано с учетом подземных и надземных инженерных сетей. Отвод поверхностных вод с участка предусматривается открытым способом, со сбором в люки ливневой канализации, расположенные у проезжей части.

По периметру здания устраивается отмостка.

### 1.2.1 Техничко-экономические показатели

1. Общая площадь участка  $F_o = 43371 \text{ м}^2$

2. Площадь застройки  $F_z = 8073 \text{ м}^2$

3. Площадь озеленения  $F_{оз} = 25022 \text{ м}^2$

4. Площадь дорожного и пешеходного покрытия  $F_p = 10276 \text{ м}^2$

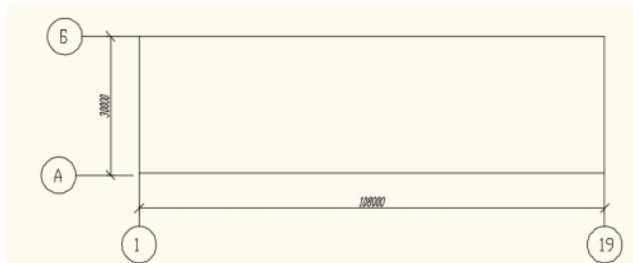
6. Коэффициент плотности застройки  $F_z/F_o * 100\% = 18,6\%$

7. Коэффициент плотности покрытия  $F_p/F_o * 100\% = 23,7\%$

8. Коэффициент озеленения  $F_{оз}/F_0 * 100\% = 57,7\%$

### 1.3 Объёмно-планировочное решение

Здание отделения сборочного цеха имеет в плане прямоугольную форму. Производственный корпус отделения сборочного цеха состоит из одного пролёта А-Б и имеет длину в осях 1...19 – 108 м. Величина пролёта по строительным осям 30 м. Шаг колонн – 6 м.



Здание оборудовано мостовым краном грузоподъемностью в осях 1...19 – Q=80т. Уровень головки подкранового рельса этих кранов на отметке +14,000.

За условную отметку 0,000 принята отметка чистого пола здания.

Пространственная жёсткость обеспечивается поперечными рамами, состоящая из колонн, стальных ферм, а также подкрановыми балками, стеновыми конструкциями и связями.

Ширина дверных проёмов соответствует нормам проектирования эвакуации. Здание рассчитано на въезд автомобильного транспорта.

Количество естественного освещения в помещениях также соответствует нормам проектирования.

Здание отапливаемое.

В соответствии со СНиП 21-01-97\* «Пожарная безопасность» для выхода на кровлю предусмотрена лестница со стороны фасада А-Б.

Покрытие производственного корпуса выполнена из панелей «сэндвич» с внутренним водоотводом.

### 1.4 Конструктивное решение

Колонны – стальные двухветвевые без прохода в надкрановой части.

Подкрановые балки – стальные тавровые.

Стропильные фермы – стальные с параллельными поясами из парных уголков.

Здание относится по взрывопожарной и пожарной опасности к категории В1, поэтому все металлические конструкции окрасить огнезащитным составом «Файэфлекс».

Пространственная жёсткость каркаса обеспечивается системой связей по поясам ферм и между колоннами.

Фундаменты – монолитные железобетонные.

Покрытие – железобетонные ребристые плиты 3х6м с заливкой швов

Наружные ограждающие конструкции выполнены из «сэндвич»-панелей, которые крепятся к стеновым ригелям с помощью стальных крепежных элементов с лапкой и скобой. Цоколь и участки стен в месте установки ворот по

торцам здания выполнены из блоков металлических каркасов, покрытые панелями «сэндвич».

Применяются стальные оконные панели из листового стекла со стальными переплетами. В данном проекте применяются коробки панелей размером 1,8х3м, применяется сплошное остекление высотой 9м в заполнение вводится стальной фахверк из горизонтальных ригелей, расположенных между ярусами остекления и составных тяжей, связывающих ригели между колоннами. Ворота распашные двухпольные (серия ПР-05-36) шириной 4 м и высотой 4,2м. Воротный проем обрамляется сборной железобетонной рамой, вписывающейся по внешним размерам в принятую разрезку панельной стены. В одном из воротных полотен устраивается калитка.

Покрытие полов в производственных цехах - цементно-песчаные. Верхний слой – бетон высотой 100 мм, непосредственно подвергающегося всем эксплуатационным воздействиям. Прослойка - цементно-песчаный раствор, толщина слоя 15 мм. Гидроизоляция - препятствует проникновению через пол сточных вод и других жидкостей, устраивают из материалов на основе битумов и выполняют в два слоя. Основанием под пол является грунт. В грунт вдавливают щебень на глубину 40мм.

Внутри и снаружи производственных помещений нужна дополнительная отделка. Стеновые панели зачищаются, затем наносится цементно-песчаный раствор для выравнивания поверхности и заделки стыковых соединений стеновых панелей, после чего производится побелка всех производственных помещений. Ворота и двери окрашиваются краской

Покрытие над производственным помещением выполнена из гидроизоляционного ковра с внутренним водоотводом. Уклон составляет 2,5%. Кровельные материалы:

- гидроизоляционный ковер из 2 слоев рубероида;
- цементно-песчаной стяжки 25мм ;
- плиты из минеральной ваты толщиной 120 мм;
- пароизоляция;
- железобетонные ребристые плиты 3х6м с заливкой швов

### **1.5 Меры по обеспечению долговечности конструкций**

Все стальные конструкции подлежат защите от коррозии путём нанесения двух слоёв эмали ПФ-115 по ГОСТ 6465-76 по двум слоям грунтовки ГФ-021 по ГОСТ 25129-82, согласно СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».

Антикоррозионную защиту производить в соответствии с требованиями: СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. Организация, производство и приёмка работ».

ГОСТ 12.3.035-84 «Работы окрасочные. Требования безопасности».

## 1.6 Физико-техническое обоснование принятых решений

### 1.6.1 Теплотехнический расчёт стены

Определение условий эксплуатации.

город Пермь;

Тип здания - промышленное;

тип ограждающей конструкции - наружные стены;

ТВР - нормальный: температура внутреннего воздуха  $t_{int}=18^{\circ}\text{C}$ ,

относительная влажность воздуха  $\varphi=60\%$ ; г.Пермь - нормальная зона влажности (тип 2) =>тип Б



Рис. 1.1. Расчётная схема стены

Ограждающая конструкция состоит из трех слоев:

1. Стальная обшивка

$$\delta_c = 0,0005 \text{ м};$$

$$\gamma_c = 7850 \text{ кг/м}^3;$$

$$\lambda_c = 58 \text{ Вт/(м}\cdot^{\circ}\text{C)}.$$

2. Теплоизоляция – минеральная вата;

$$\delta_{yt} = X \text{ м};$$

$$\gamma_{yt} = 180 \text{ кг/м}^3;$$

$$\lambda_{yt} = 0,048 \text{ Вт/(м}\cdot^{\circ}\text{C)}.$$

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче в зависимости от градусо-суток района строительства:

Рассчитываем градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot Z_{ht} = (18 + 5,5) \cdot 225 = 5287,5^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут};$$

где  $t_{ht} = -5,5^{\circ}\text{C}$  – средняя температура наружного воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной  $8^{\circ}\text{C}$  по [СП 131.13330.2012](#);

$Z_{ht} = 225$  сут – продолжительность отопительного периода для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более  $8^{\circ}\text{C}$ .

Проверяем условие при тепловой защите здания:

$$R_{reg} = a \cdot D_d + b = 0,0002 \cdot 5287,5 + 1 = 2,06 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}};$$

где  $R_{reg}$  - нормативное значение приведенного сопротивления теплопередаче;

$D_d$  - градусо-сутки отопительного периода в Перми

$a$  и  $b$  - коэффициенты, принимаемые по таблице 4 (если СНиП 23-02-2003) или по таблице 3 (если СП 50.13330.2012)

Для дальнейшего расчета принимаем  $R_0 = R_{reg} = 2,06 (\text{м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}$ .

Определяем предварительную толщину утеплителя

$$\delta_{ym} = \left[ R_{reg} - \left( \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \lambda_{ym} = \left[ 2,06 - \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,0005}{58} + \frac{0,0005}{58} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0,048 = 0,102 \text{ м} = 102 \text{ мм};$$

Принимаем толщину утеплителя 120 мм.

Уточняем общее фактическое сопротивление теплопередаче  $R_o^{\phi}$  для всех слоев ограждения:

$$R_o^{\phi} = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,0005}{58} + \frac{0,12}{0,048} + \frac{0,0005}{58} + \frac{1}{23} = 2,658 (\text{м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт} > R_{reg}$$

Условие 1 выполняется.

Расчётный температурный перепад определяем по формуле:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (18 + 35)}{2,658 \cdot 8,7} = 2,29 \text{ °C} < \Delta t_n = 7 \text{ °C}$$

Условие 2 выполняется.

где  $n = 1$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по табл. 3\* СНиП II-3-79\*;

$t_b = 18 \text{ °C}$  – расчетная температура внутреннего воздуха, принимаемая согласно [ГОСТ 12.1.005-88](#) и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

$t_{ext} = -30 \text{ °C}$  – расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 по [СП 131.13330.2012](#);

$\Delta t^n = 9,17$  – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по табл. 2\* СНиП II-3-79\* в зависимости от температуры точки росы  $t_p = 8,83 \text{ °C}$  (принимаемой по приложению 1 Пособия к СНиП II-3-79\*\*) и  $t_b = 18 \text{ °C}$ ; Принимаю  $\Delta t^n = 7$ .

$\alpha_{int} = 8,7$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4 СНиП II-3-79\*.

Вывод: условие теплотехнического расчета выполнено, так как  $R_o^{\phi} > R_{reg}$

Принимаем минераловатный утеплитель толщиной 120 мм в соответствии с конструкцией оконных переплетов и обеспечения жесткости «сэндвич»-панелей.

### 1.6.2 Светотехнический расчет

Требуется определить достаточность размеров и расположение проемов в помещении и определить коэффициент естественной освещенности (К.Е.О.)

проектируемого помещения и сравнить его с нормируемым значением. Все исходные данные приняты и представлены в таблице 1.1

Исходные данные и формулы расчета приняты по СП 52.13330.2011 «Естественное и искусственное освещение».

Таблица 1.1. Светотехнический расчет

Пояснения к расчету	Значения	
	1. Площадь пола цеха $S_{\text{п}} = C \times A = 30 \times 108 = 3240\text{м}$	$S_{\text{п}}$
2. Нормируемое значение К.Е.О.: №1 – номер группы административного района; IV – разряд зрительной работы; $e_{\text{н}} = 1,0$ - К.Е.О. при боковом освещении; $mn = 1,5$ - коэффициент светового климата; $e1 = e_{\text{н}} \cdot mn$	$e_1$	1,5%
3. Коэффициент запаса	$K_3$	1,3
4. Световая характеристика зависимости от: $L_n/B = 108/30=3,6$ $B/h_1 = 30/9=3,3$	$\eta_0$	15,7
5. Общий коэффициент светопропускания: $\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3$ $\tau_1 = 0,9$ - одинарное остекление; $\tau_2 = 0,75$ - стальные переплеты; $\tau_3 = 1$ - при боковом освещении	$\tau_0$	0,675
6. Коэффициент, учитывающий свет, отраженный от поверхности пола, потолка, стен при одностороннем остеклении $B = 30$ $L_n/B = 3,6$ $L_p/B = 1$ $\rho_{\text{ср}} = 0,35$ $B/h_1 = 3,3$	$r_0$	2,5
7. Геометрический К.Е.О. в расчетной точке при боковом освещении по графикам А.М. Данилюка $\Sigma_{\text{н}} = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2 = 0,01 \cdot 1,8 \cdot 100 = 1,8$	$\Sigma_{\text{н}}$	1,8
8. Коэффициент, учитывающий неравномерную яркость, облачного неба, при $\alpha_1$	$\beta_{\alpha}$	0,64
9. Площадь световых проемов $S_0 = (S_{\text{п}} \cdot e_1 \cdot \eta_0 \cdot K) / (\tau_0 \cdot r_0 \cdot 100) =$ $= 3240,0 \cdot 1,5 \cdot 15,7 \cdot 1,3 / (0,675 \cdot 2,5 \cdot 100) = 578,8 \text{ м}^2$	$S_0$	578,8
10. К.Е.О. в расчетной точке при боковом освещении $e_{\text{р}} = (\Sigma_{\text{н}} \cdot \beta_{\alpha} \cdot r_0 \cdot \tau_0) / K_3 = (1,8 \cdot 0,64 \cdot 2,5 \cdot 0,675) / 1,3 = 1,51\%$	$e_{\text{р}}$	1,51

Вывод: площадь остекления при боковом освещении – 578,8 м<sup>2</sup>.

Принимаем стальные оконные переплеты. На каждую сторону фасада принимаем площадь окон :  $578,8/2 = 293,9\text{м}^2$ . У меня площадь окон с одной стороны занимает  $518,4\text{м}^2$ , следовательно, естественного освещения достаточно в дневное время суток, в остальное время требуется локальное искусственное освещение.

Проверим правильность выполнения необходимого условия для устройства верхнего освещения:

$$e_{\text{р}} > e_{\text{н}}$$

$$1,51 > 1,5$$

Условие не выполняется, значит можно сделать вывод о том, что бокового освещения достаточно, поэтому устройство верхнего освещения не требуется

## **Раздел 2. Расчетно-конструктивный**



## 2.1 Исходные данные **ВКР-2069059-080301-130920-2017**

Цех: сборочный;

Грузоподъемность грузовых кранов - 80тс;

Пролет здания - 30м;

Длина здания - 108м;

Отметки головки рельса - 14м;

Шаг поперечных рам - 6м;

Материал конструкций по ГОСТ 27772-88:

Колонны - сталь марок С255;

Фермы - сталь марок С345;

Фундамент - бетон класс прочности на сжатие В15;

Место строительства - г.Пермь

## 2.2 Компоновка поперечной рамы

Основной несущей конструкцией каркаса производственного здания является поперечная рама, состоящая из колонн и стропильных ферм.

В однопролетных зданиях чаще всего применяется жесткое сопряжение колонн с фундаментами и фермами.

Ригель поперечной рамы желательно иметь из унифицированных строительных ферм.

Наличие фонарных конструкций принимается в соответствии со специальными указаниями в задании на проектирование.

Компоновка поперечной рамы начинается с назначения основных размеров конструкций. Все размеры рамы по вертикали привязываются к отметке пола, а по горизонтали - к осям здания.

Схема основных размеров поперечной рамы приведена на рис.2.1. Вначале необходимо назначить вертикальные размеры рамы.

### 2.2.1 Вертикальные размеры

Расстояние от уровня пола до головки кранового рельса дается в задании на проектирование.

Расстояние от головки кранового рельса до низа конструкций покрытия  $H_2$  определяется вертикальными размерами конструкций мостового крана и принимается  $H_2 = (H_k + 100) + f$ ,  $H_2 = (4000 + 100) + 300 = 4400$  мм ( $H_2$  принимается кратным 200мм).

где  $H_k + 100$  - габаритный размер от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс зазор, установленный по требованиям техники безопасности между этой точкой и строительными конструкциями, равный 100мм;

$f$  - размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей), принимается равным 200-400 мм в зависимости от размера пролета ( для больших пролетов - больший размер).

Вертикальный габаритный размер крана принимается по ГОСТ на мостовые электрические краны в зависимости от грузоподъемности и пролета крана (ГОСТ 3332-54 и ГОСТ 6711-70).

Принимаем  $H_2 = 4400$  мм.

Высота цеха от пола до низа конструкций покрытия

$$H = h_2 + h_1 = 4,4 + 14,0 = 18,4 \text{ м.}$$

Размер  $H$  необходимо принимать кратным 1,8 м из условия стандартных ограждающих конструкций. Поэтому изменяем размер  $h_1$ , а размер  $h_2$  оставляем без изменения, т.е. принимаем  $h_1 = 15,4$  м

Тогда  $H = h_2 + h_1 = 4,4 + 15,4 = 19,8$  м. Принимаю  $H_0 = 19,8$  м.

Высота верхней части колонны  $h_g = h_2 + h_{н.б.} + h_p = 4,4 + 1,0 + 0,15 = 5,55$  м

где  $h_{н.б.}$  - высота подкрановой балки; в случае, если расчет рамы выполняется раньше расчета подкрановой балки, то  $h_{н.б.}$  принимается ориентировочно в пределах  $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$  пролета балки;

$h_p$  - высота кранового рельса, принимается (ГОСТ 4121-76 - рельсы крановые) согласно грузоподъемности и режиму работы крана.

Высота нижней части колонны  $H_n = H_0 - H_g + h_g = 19,8 - 5,55 + 0,7 = 14,95$  м

где  $h_g = (600 - 1000)$  мм - заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки пола (Большее значение принимают при большей грузоподъемности крана и пролете рамы). Примем  $h_g = 0,7$  м.

При плоских кровлях и фермах с элементами из парных уголков высота  $H_\phi$  (по обушкам уголков) принимается равной 3,15 м при пролетах 30 и 36 м. Для элементов ферм, выполненных из других профилей, целесообразно принимать высоту такой же  $h_{он} = 3150$  мм.

Высота колонны от низа базы до низа ригеля

$$H = H_n + H_g = 14,95 + 5,55 = 20,5 \text{ м.}$$



где  $b_1$  – часть кранового моста, выступающая за ось рельса, принимается по ГОСТ на краны.

$c_1$  – минимальный зазор между торцами крана и внутренней гранью верхней части колонны, принимаемый 75мм - для кранов с грузоподъемностью большей 500кН (50тс).

### 2.3. Нагрузки на поперечную раму

На поперечную раму цеха действуют постоянные нагрузки - от веса несущих и ограждающих конструкций здания, временные - от мостовых кранов, подвесного транспорта и другие полезные нагрузки, например, атмосферные (снег и ветер).

#### 2.3.1 Постоянные нагрузки

##### а) Собственный вес конструкций покрытия

Нормативную нагрузку от собственного веса стропильных ферм со связями на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции здания можно определить по формуле

$$q_{\phi}^n = 1,2 \cdot \gamma_{\phi} \cdot l = 1,2 \cdot 8,0 \cdot 30 = 288 \frac{H}{m^2},$$

где  $\gamma_{\phi}$  – коэффициент веса фермы, принимаемый для ферм пролетом  $l = 24 - 42$  м при весе кровли 1,50-4,00 кН/м<sup>2</sup> в пределах 6-9;

$l$  – пролет фермы, м.

Собственный вес покрытия приведен в таблице 2.1.

Таблица 2.1 Вес кровли  $q'_{кр}$ , кН, на 1м<sup>2</sup> покрытия

Конструкция кровли	Нормативная нагрузка кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
1 Гидроизоляционный ковёр: 2 слоя рубероида	0,1	1,3	0,13
2 Цементно-песчаная стяжка 25мм ( $\gamma = 18кН / м^3$ )	0,45	1,3	0,59
3 Утеплитель - минеральная вата $\delta = 120мм$ ( $\gamma = 1,5кН / м^3$ )	0,18	1,3	0,23
1	2	3	4
4 Пароизоляция	0,04	1,3	0,05
5 Железобетонные ребристые плиты 3х6 с заливкой швов	1,65	1,1	1,82
Итого	2,42		2,82

Итого  $q'_{кр} = 2,82кН / м^2$ .

Принимаем ферму с уклоном верхнего пояса  $i = 2,5\%$ . При пролете фермы 30м и уклоне  $i = 0,025$ ,  $\cos \alpha$  принимаем равным 1.

Расчетная нагрузка от веса кровли на 1м<sup>2</sup> горизонтальной проекции :

$$q_{кр} = \frac{q'_{кр}}{\cos \alpha} = \frac{2,82}{1} = 2,82кН / м^2.$$

Расчетная погонная нагрузка на ригель рамы определяется

$$q_n = q_{кр} \cdot B = 2,82 \cdot 6 = 16,9кН / м,$$

где  $B$  – шаг стропильных ферм.

Величина опорного расчетного давления ригеля на колонну от постоянной нагрузки:

$$N_n = q_n \cdot \frac{L}{2} = \frac{16,9 \cdot 30}{2} = 253,5 \text{кН},$$

где  $l$  – пролет рамы, м.

б) Собственный вес колонны

Собственный вес нижней части колонны (от низа базы до уступа колонны) можно принимать  $N_{к.1} = 15 - 75 \text{кН}$ .

Я принимаю  $N_{к.1} = 40 \text{кН}$ .

Собственный вес верхней части можно принимать  $N_{к.2} = 5 - 25 \text{кН}$ .

Я принимаю  $N_{к.2} = 15 \text{кН}$ .

в) Вес стенового ограждения

Нагрузка от стенового ограждения (стеновые панели и остекление с переплетами) при статическом расчете рам учитывается в том случае, если панели подвешиваются к колоннам. В этом случае вес стенового ограждения передается на стойки (колонны) рамы в виде сосредоточенных эксцентрично приложенных сил.

Вес навесных сэндвич-панелей (для  $\delta = 0,12 \text{м}$ )

- на первом участке

$$P_{с.н.1} = \gamma \cdot h_n \cdot \delta_n \cdot \gamma_f \cdot B = 0,24 \cdot 1,8 \cdot 1,1 \cdot 6 = 2,85 \text{кН};$$

- на третьем участке

$$P_{с.н.3} = \gamma \cdot h_n \cdot \delta_n \cdot \gamma_f \cdot B = 0,24 \cdot (1,8 + 1,8) \cdot 1,1 \cdot 6 = 5,7 \text{кН};$$

- на пятом участке

$$P_{с.н.5} = \gamma \cdot h_n \cdot \delta_n \cdot \gamma_f \cdot B = 0,24 \cdot 7,2 \cdot 1,1 \cdot 6 = 11,4 \text{кН};$$

где  $\gamma$  – объемный вес панелей;

$h_n$  – высота участков панелей (участков стены);

$\delta_n$  – толщина панели;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке для стеновых панелей (см. СП

20.13330.2011, п7.3);

$B$  – шаг колонн по наружному ряду цеха.

Вес оконных переплетов с остеклением

- на втором участке

$$P_{осм.2} = q_{осм}^н \cdot h_{осм.2} \cdot \gamma_f \cdot B = 0,5 \cdot 9 \cdot 1,1 \cdot 6 = 29,7 \text{кН};$$

- на четвертом участке

$$P_{осм.4} = q_{осм}^н \cdot h_{осм.4} \cdot \gamma_f \cdot B = 0,5 \cdot 1,8 \cdot 1,1 \cdot 6 = 5,94 \text{кН};$$

где  $q_{осм}^н$  – нормативный вес  $1 \text{ м}^2$  остекления с переплетами, который можно принимать для производственных зданий  $500 \text{Н/м}^2$ ;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке (см. СП 20.13330.2011, п7.3);

$h_{осм.}$  – высота полосы ленточного остекления.

Сосредоточенные моменты от стенового ограждения (веса панелей и остекления)

$$M_1 = P_{с.н.1} \cdot 0,5 \cdot (b_n + \delta_n) = 2,85 \cdot 0,5 \cdot (1,25 + 0,12) = 1,95 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = P_{осм.2} \cdot 0,5 \cdot b_n = 29,7 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 18,56 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = P_{с.н.3} \cdot 0,5 \cdot (b_n + \delta_n) = 5,7 \cdot 0,5 \cdot (1,25 + 0,12) = 3,9 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = P_{ост.4} \cdot 0,5 \cdot b_6 = 5,94 \cdot 0,5 \cdot 0,45 = 1,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_5 = P_{с.п.5} \cdot 0,5 \cdot (b_6 + \delta_n) = 11,4 \cdot 0,5 \cdot (0,45 + 0,12) = 3,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

г) Определение продольной силы в надкрановой части колонны и изгибающего момента в месте изменения сечения колонны от постоянных нагрузок.

Продольная (нормальная) сила в надкрановой части колонны

$$N_6 = N_n + N_{к.2} + P_{с.п.5} + P_{ост.4} = 253,5 + 15 + 11,4 + 5,94 = 285,84 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в месте изменения сечения колонны

$$M_6 = N_6 \cdot e = 285,84 \cdot 0,4 = 114,34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $e = (0,45 \div 0,55)b_n - 0,5b_6 = 0,5(b_n - b_6) = 0,5(1250 - 450) = 400 \text{ мм}$  - расстояние между осями надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 2.2).

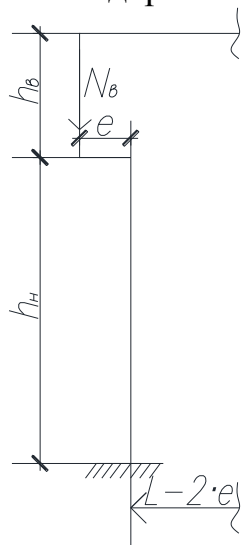


Рис. 2.2 К определению сосредоточенного изгибающего момента в колонне

### 2.3.2 Снеговая нагрузка

Расчетная величина снеговой нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия:

$$P_0 = 3,2 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

где  $P_0$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемый по СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия (г. Пермь расположен в V снег. р-не, для которого  $P_0 = 3200 \text{ н} / \text{м}^2$ ),

Расчетная погонная равномерно-распределенная нагрузка на ригель рамы:

$$q_{сн} = P'' \cdot B = 3,2 \cdot 6 = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где  $B$  – шаг стропильных ферм.

Величина опорного расчетного давления ригеля на колонну от снеговой нагрузки

$$N_{сн} = q_{сн} \frac{l}{2} = 19,2 \cdot \frac{30}{2} = 288 \text{ кН},$$

где  $l$  – пролет рамы.

Изгибающий момент от снеговой нагрузки в месте изменения сечения колонны  $M_{сн} = N_{сн} \cdot e = 288 \cdot 0,4 = 115,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

### 2.3.3 Нагрузки от мостовых кранов

При расчете однопролётных рам крановая нагрузка принимается в соответствии со СП 20.13330.2011 и учитывается только от двух кранов, находящихся на максимальном сближении с максимальными нагрузками на крюках, причем с учетом специального к-та сочетания  $n_c$ .

а) Вертикальные нагрузки на раму от колес мостовых кранов

Расчетная величина нагрузки на колонну рамы является суммой опорных реакций подкрановых балок.

Вертикальное давление на колонну, к которой максимально приближены тележки кранов,

$$D_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\max}'' \cdot \sum Y + G_{n.к.} = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 390 \cdot 2,834 + 60 = 1187,4 \text{ кН};$$

на противоположную колонну

$$D_{\min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\min}'' \cdot \sum Y + G_{n.к.} = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 135 \cdot 2,834 + 60 = 450,2 \text{ кН},$$

где  $\sum Y = (0,008 + 0,142 + 0,867 + 1,000 + 0,475 + 0,342) = 2,834$  - сумма ординат линий влияния для опорного давления на колонну согласно рис.2.3;

наибольшее нормативное давление колеса крана

$P_{\max}'' = \frac{P_{1\max}'' + P_{2\max}''}{2} = \frac{380 + 400}{2} = 390 \text{ кН}$ , а  $P_{1\max}''$  и  $P_{2\max}''$  принимаются согласно ГОСТ на краны;

$$G_{n.к.} = q_{n.к.} \cdot l_{n.б.} = 10 \cdot 6 = 60 \text{ кН} - \text{вес подкрановых балок, т.к.}$$

$$Q_k > 50 \text{ тс(кН)}, q = 6 \div 12 \text{ кН / пог.м.}$$

Наименьшее нормативное давление колеса крана

$$P_{\min}'' = \frac{Q_k + G_{к.н}}{n_0} - P_{\max}'' = \frac{800 + 1300}{4} - 390 = 135 \text{ кН},$$

$n_0$  - число колес на одной стороне крана.

Изгибающие моменты от эксцентричного действия  $D_{\max}$  и  $D_{\min}$ :

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k = 1187,4 \cdot 0,625 = 742,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k = 450,2 \cdot 0,625 = 281,38 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где  $e_k = 0,5b_n = 0,5 \cdot 1,25 = 0,625 \text{ м}$ .

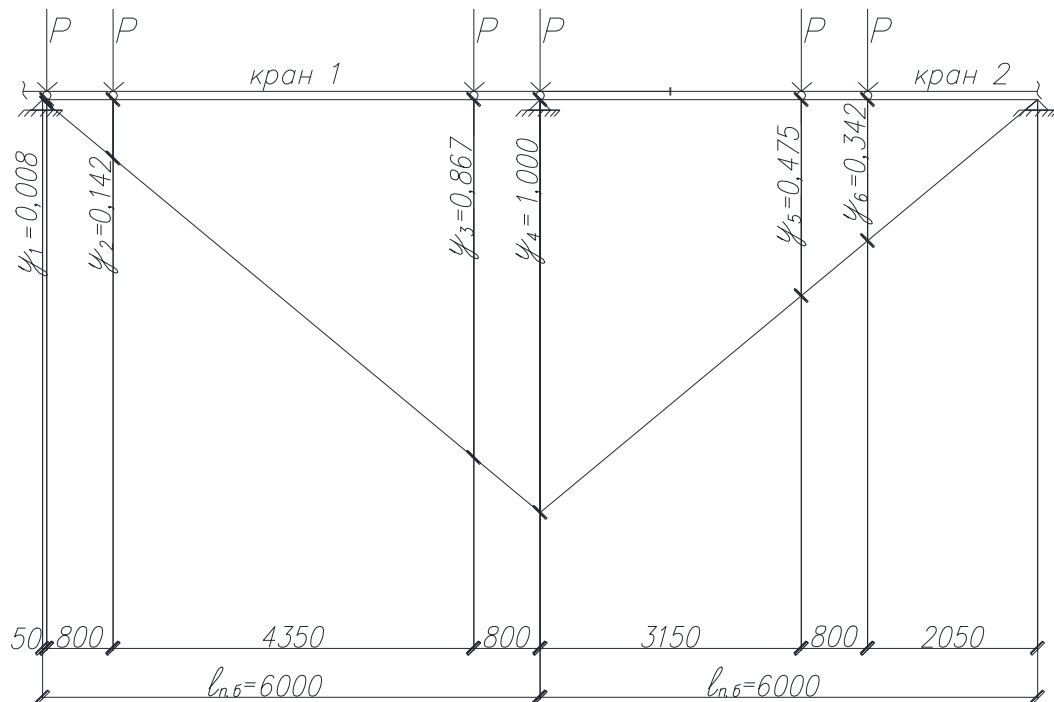


Рис.2.3 Схема загрузки подкрановой балки пролетом 6м при определении  $D_{\max}$   $D_{\min}$

б) Горизонтальные нагрузки на раму от колес мостового крана.

Нормативная горизонтальная нагрузка (сила) на одно колесо моста

крана 
$$T_k^n = 0,5 \cdot f \cdot (Q_k + G_T) \frac{1}{n_0} = 0,5 \cdot 0,1(800 + 380) \frac{1}{4} = 14,75 \text{ кН}.$$

Расчетное горизонтальное давление на колонну от сил поперечного торможения тележек кранов

$$T_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot T_k^n \cdot \sum Y = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 14,75 \cdot 2,834 = 42,64 \text{ кН},$$

где  $\sum Y = 2,834$  – сумма ординат линий влияния (рис.3).

### 2.3.4 Ветровая нагрузка

Для статического расчета рамы ветровую нагрузку необходимо определять с наветренной стороны (активное давление) и отсос с противоположной стороны (направление отсоса совпадает с направлением ветра).

На колонны рамы давление ветра передается через стеновое ограждение в виде равномерно-распределенной нагрузки, а при наличии стоек продольного фахверка еще и дополнительно в виде сосредоточенных сил.

Ветровую нагрузку на поперечную раму здания необходимо определять с учетом коэффициента  $K$ , который учитывает изменение скоростного напора ветра в зависимости от высоты и типа местности (СП 20.13330.2011). Местность строительства в г. Пермь - тип В. Поправочные к-ты к величине скоростного напора ветра для различных высот здания (поперечные рамы, рис.4).



Высота z, м	К-т K для типа В
≤ 5	0,5 – K <sub>5</sub>
10	0,65 – K <sub>10</sub>
20	0,85 – K <sub>20</sub>
40	1,1 – K <sub>40</sub>

$$K_{14,23} = 0,65 + \frac{(0,85 - 0,65)}{4,25 + 5,55} \cdot 4,25 = 0,737;$$

$$K_{19,80} = 0,65 + \frac{(0,85 - 0,65)}{9,8 + 0,2} \cdot 9,8 = 0,846;$$

$$K_{23,32} = 0,85 + \frac{(1,1 - 0,85)}{3,52 + 16,68} \cdot 3,52 = 0,894;$$

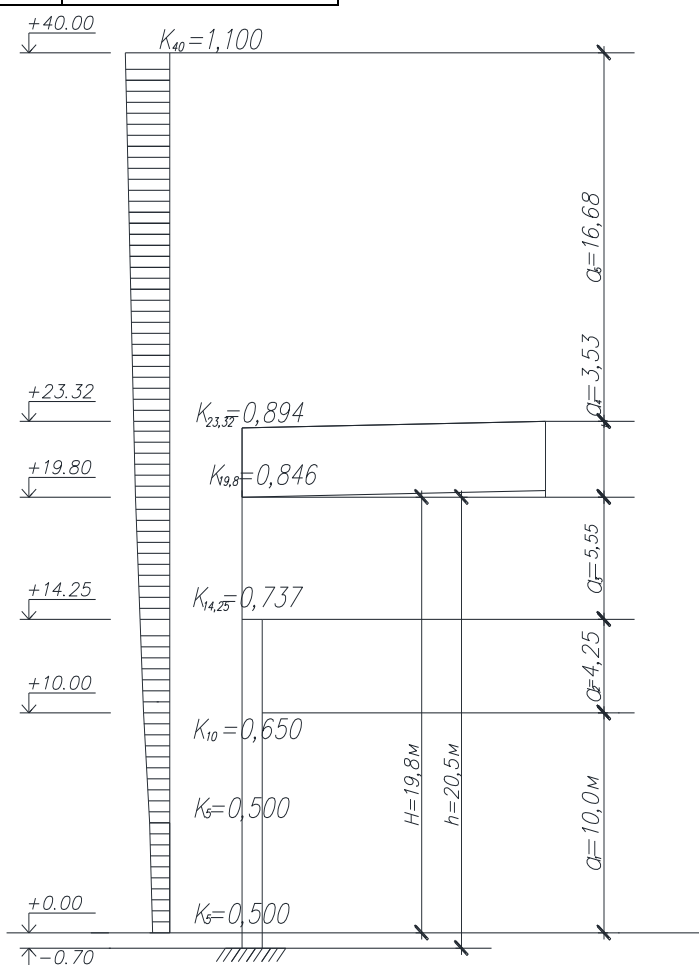


Рис.2.4 К определению значений коэффициента K, учитывающего изменение скоростного напора ветра в зависимости от высоты и типа местности

Расчетные величины ветровых нагрузок на 1 пог.м высоты рамы От активного давления ветра (рис.5) для отдельных участков:

$$\omega_5^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_1 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 6 = 1,008 \text{ кН / н.м};$$

$$\omega_{10}^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_2 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,65 \cdot 6 = 1,310 \text{ кН / н.м};$$

$$\omega_{14,23}^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_3 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,737 \cdot 6 = 1,486 \text{ кН / н.м};$$

$$\omega_{19,80}^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_4 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,846 \cdot 6 = 1,706 \text{ кН / н.м};$$

$$\omega_{20}^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_4 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 6 = 1,714 \text{ кН / н.м};$$

$$\omega_{23,32}^a = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c \cdot k_5 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,894 \cdot 6 = 1,802 \text{ кН / н.м}.$$

От пассивного давления ветра (рис.5):

$$w_5^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_1 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 6 = 0,756 \text{ кН / п.м};$$

$$w_{10}^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_2 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,65 \cdot 6 = 0,983 \text{ кН / п.м};$$

$$w_{14,93}^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_3 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,737 \cdot 6 = 1,114 \text{ кН / п.м};$$

$$w_{19,8}^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_4 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,846 \cdot 6 = 1,279 \text{ кН / п.м};$$

$$w_{20}^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_4 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,85 \cdot 6 = 1,285 \text{ кН / п.м};$$

$$w_{23,32}^o = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot c' \cdot k_5 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,894 \cdot 6 = 1,352 \text{ кН / п.м},$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент перегрузки для ветровой нагрузки, принимаемый согласно СП 20.13330.2011;

$\omega_0$  – нормативный скоростной напор, Н/м<sup>2</sup>, принимаемый по СП 20.13330.2011 в зависимости от географического района строительства;

$c$  и  $c'$  – аэродинамические к-ты, зависящие от конфигурации здания, принимаются по СП 20.13330.2011;

$k$  – поправочный к-т к величине скоростного напора для высоты более 10м, принимается согласно СП 20.13330.2011;

$B$  – шаг рам.

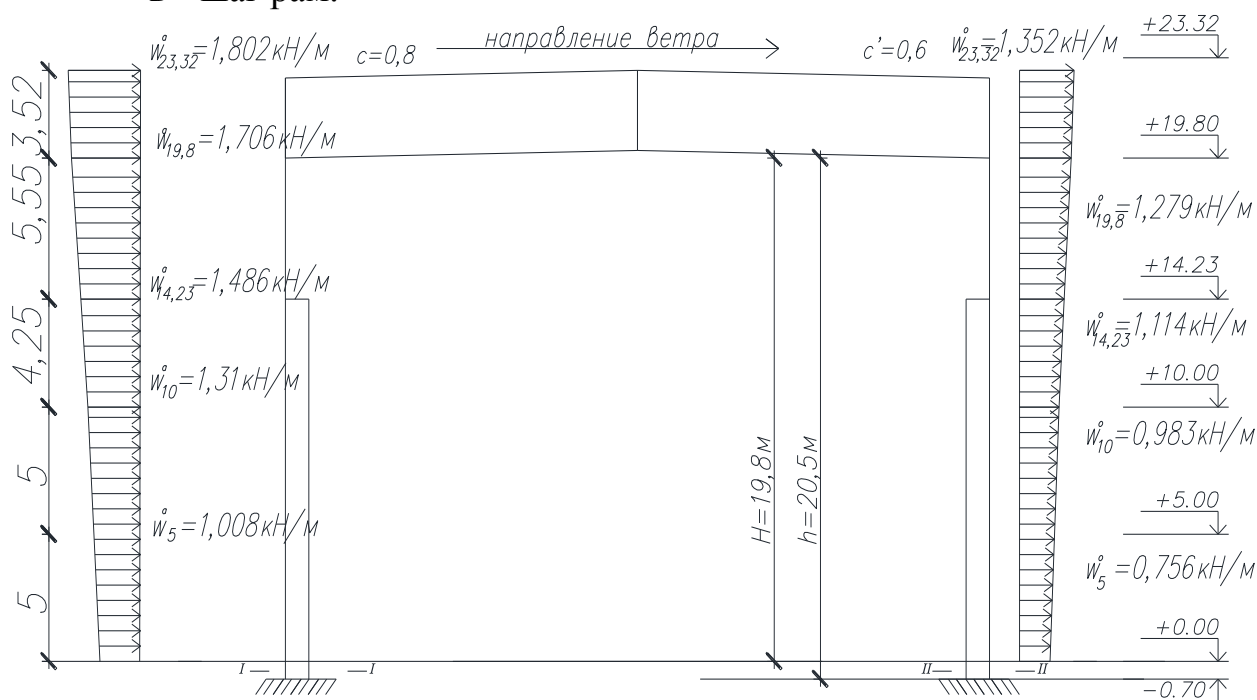


Рис.2.5 Схема фактической ветровой нагрузки на раму

Изгибающий момент в защемлении стойки (сечение 1-1) от эпюры фактического активного ветрового давления (с наветренной стороны):

$$M^a = 1,008 \cdot 10 \cdot (10,7 - 0,5 \cdot 10) + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot (1,31 - 1,008) \cdot 5 \cdot \left(10,7 - \frac{1}{3} \cdot 5\right) + 1,31 \cdot 4,25(14,95 - 0,5 \cdot 4,25) + \frac{1}{2} \cdot 4,25 \cdot (1,486 - 1,31) \cdot \left(14,95 - \frac{1}{3} \cdot 4,25\right) + 1,486 \cdot 5,55(20,5 - 0,5 \cdot 5,55) + \frac{1}{2} \cdot 5,55(1,706 - 1,486) \times \left(20,5 - \frac{1}{3} \cdot 5,55\right) = 57,456 + 6,82 + 71,403 + 5,061 + 146,183 + 11,386 = 298,309 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

От пассивного давления ветра

$$M^o = 0,756 \cdot 10 \cdot (10,7 - 0,5 \cdot 10) + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot (0,983 - 0,756) \cdot 5 \cdot \left(10,7 - \frac{1}{3} \cdot 5\right) + 0,983 \cdot 4,25(14,95 - 0,5 \cdot 4,25) + \frac{1}{2} \cdot 4,25 \cdot (1,114 - 0,983) \cdot \left(14,95 - \frac{1}{3} \cdot 4,25\right) + 1,114 \cdot 5,55(20,5 - 0,5 \cdot 5,55) + \frac{1}{2} \cdot 5,55(1,279 - 1,114) \times \left(20,5 - \frac{1}{3} \cdot 5,55\right) = 43,092 + 5,126 + 53,58 + 3,767 + 109,588 + 8,539 = 223,692 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величина эквивалентной нагрузки с наветренной стороны (рис.6)

$$\omega_{\text{экс}}^a = \frac{2M^a}{h^2} = \frac{2 \cdot 298,309}{20,5^2} = 1,42 \text{ кН} / \text{п.м}.$$

Величина эквивалентной нагрузки с противоположной стороны (рис.6)

$$\omega_{\text{экс}}^o = \frac{2M^o}{h^2} = \frac{2 \cdot 223,692}{20,5^2} = 1,065 \text{ кН} / \text{п.м},$$

где  $h$  – высота стойки (колонны) (см. рис.1).

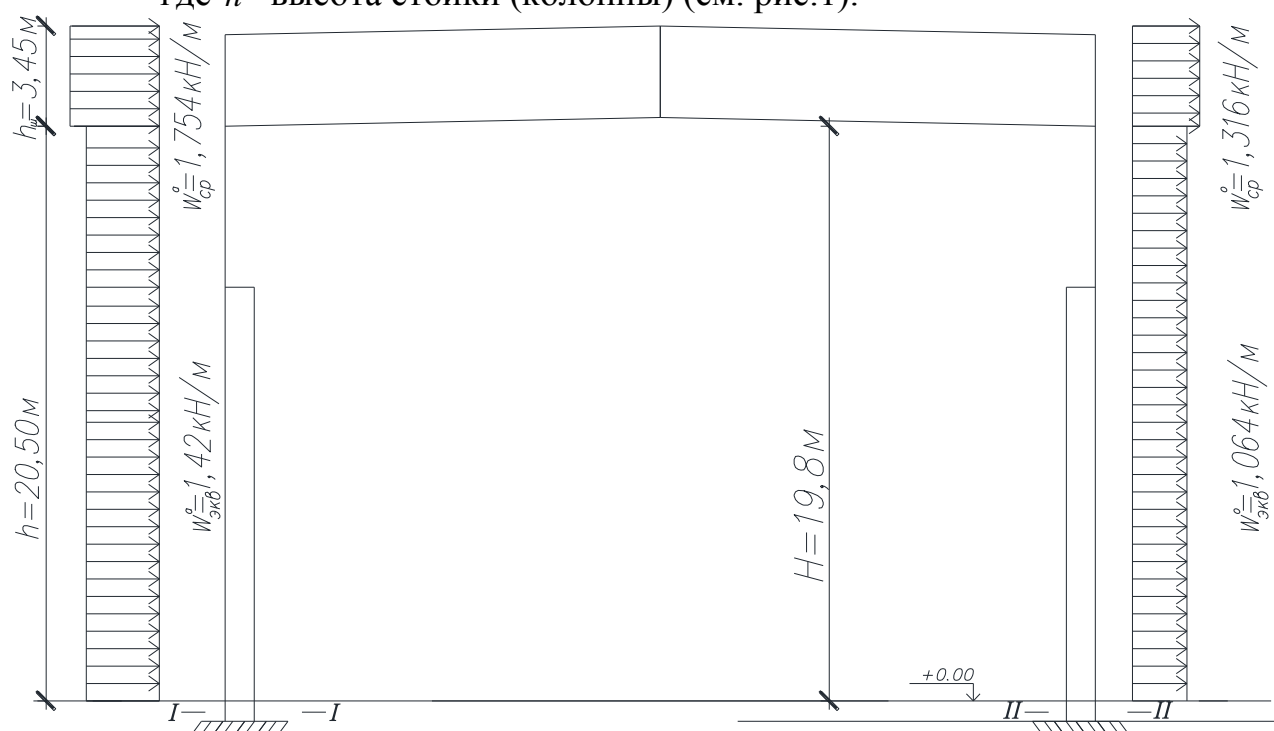


Рис.2.6 Схема загрузки рамы приведенной ветровой нагрузкой

Средняя величина ветрового давления в пределах высоты напора  $h_{\text{ш}}$  (рис.2.6) от активного давления ветра (с наветренной стороны):

$$\omega_{\text{cp}}^a = \frac{\omega_{23,32}^a + \omega_{19,8}^a}{2} = \frac{1,802 + 1,706}{2} \approx 1,754 \text{ кН} / \text{п.м};$$

От отсоса ветра:

$$\omega_{\text{cp}}^o = \frac{\omega_{23,32}^o + \omega_{19,8}^o}{2} = \frac{1,352 + 1,279}{2} \approx 1,316 \text{ кН} / \text{п.м};$$

где  $\omega_{19,8}^a$  и  $\omega_{19,8}^o$  - интенсивность скоростного напора на уровне низа ригеля с наветренной и противоположной сторон здания;

$\omega_{23,32}^a$  и  $\omega_{23,32}^o$  - интенсивность скоростного напора на уровне наиболее высокой точки цеха с наветренной и противоположной сторон здания.

Ветровую нагрузку, действующую в пределах высоты шатра  $h_{ш}$ , заменяют сосредоточенными нагрузками, приложенными на уровне низа ригеля (рис.2.7). Величины этих нагрузок:

$$W_a = \omega_{cp}^a \cdot h_{ш} = 1,754 \cdot 3,52 = 6,174 \text{ кН};$$

$$W_o = \omega_{cp}^o \cdot h_{ш} = 1,316 \cdot 3,52 = 4,632 \text{ кН}.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка (сила) в уровне низа ригеля

$W$  равна:  $W = W_a + W_o = 6,174 + 4,632 = 10,806 \text{ кН}$ .

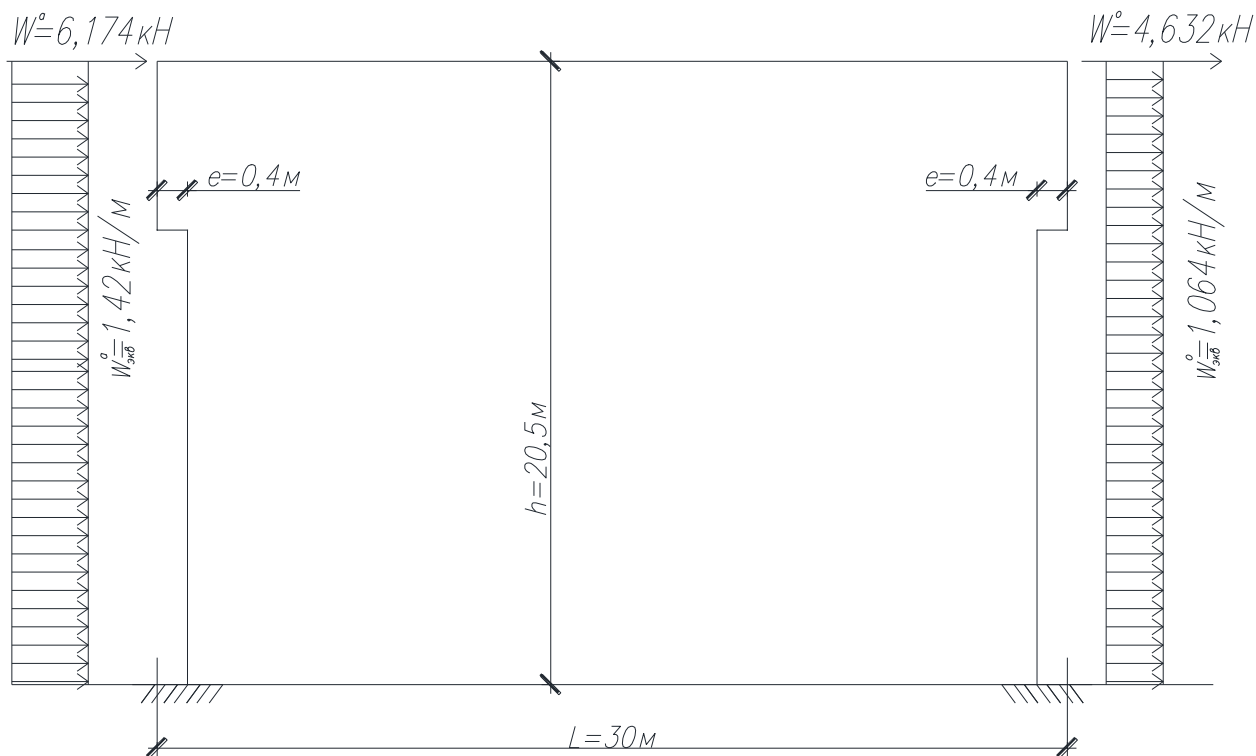


Рис.2.7 Расчетная схема рамы при действии ветровой нагрузки

## 2.4 Расчёт рамы на ЭВМ

Расчётная схема поперечной рамы – это геометрическая схема, освобождённая от всех второстепенных особенностей трижды статически неопределимая сквозная система с жесткими узлами.

Сквозные сечения колонн и фермы заменяются сплошными эквивалентной жёсткости. Сопряжение ригеля с колонной является жёстким. При небольших уклонах ( $i=0,1$ ) верхнего пояса ригель принимается прямолинейным и располагается в уровне нижнего пояса.

Статический расчёт однопролётной рамы ведём с использованием ЭВМ по программе Rammet, используя эти данные:

1. Длина нижнего участка  $L_1 = 14,95 \text{ м}$ ;
2. Длина верхнего участка  $L_2 = 5,55 \text{ м}$ ;
3. Пролет рамы  $L = 30,00 \text{ м}$ ;
4. Высота подкрановой балки с рельсом  $= 1,15 \text{ м}$ ;
5. Соотношение моментов инерции нижнего и верхнего участков  $= 6,55$ ;

6. Соотношение моментов инерции ригеля и нижнего участка колонны=3,46;

7. Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения подкрановой части колонны  $e_k=0,625$ ;

8. Коэффициент пространственной работы каркаса  $\alpha_{np} = 0,465$  ;

9. Эксцентриситет от смещения центров тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны  $e=0,4$ м;

10. Пост. нагрузка  $q=16,9$  кН/м;

11. Снег. нагрузка  $s=19,2$  кН/м;

12. Активная ветровая нагрузка  $W_a=1,42$  кН/м;

13. Пассивная ветровая нагрузка  $W_o=1,065$  кН/м;

14. Сосредоточенная сила от активного давления ветра на ригель - 6,174 кН;

15. Сосредоточенная сила от пассивного давления ветра на ригель - 4,632 кН;

16. Макс. изгиб. момент  $M_{max}=742,13$ кН·м;

17. Мин. изгиб. момент  $M_{min}=281,38$  кН·м;

18. Тормозная сила  $T=42,64$  кН;

На основе полученных данных составляем таблицу значений внутренних усилий в сечениях колонны (таблица 2) и таблицу расчетных усилий с учетом сочетания нагрузок (таблица 3).

Для статического расчета рамы необходимо задаться величинами соотношений моментов инерции элементов рамы.

$\frac{J_1}{J_2} = 7 \div 10$ . Меньшее значение принимают при кранах с меньшей грузоподъемностью или при меньшей высоте  $h_n$ .

Относительные значения моментов инерции стоек и ригеля

$\frac{J_p}{J_2} = 20 \div 40$ . Меньшие значения относятся к рамам с меньшими пролетами при меньшей нагрузке на ригель.

Соотношение моментов инерции ригеля и нижнего участка колонны ориентировочно можно принять

$$\frac{J_p}{J_1} = \frac{M_{max} \cdot h_\phi}{(1 + 2 \cdot i) \cdot N_1 \cdot b_n^2} = \frac{5141,25 \cdot 3,45}{(1 + 2 \cdot 0,08333) \cdot 1954,45 \cdot 1,5^2} = 3,46.$$

Соотношение моментов инерции нижнего и верхнего участков колонн ориентировочно определяется

$$\frac{J_1}{J_2} = \frac{N_1}{2 \cdot N_2} \left( \frac{b_n}{b_g} \right)^2 = \frac{1954,45 \cdot 1,5^2}{2 \cdot 685,5 \cdot 0,7^2} = 6,55,$$

Если принять  $J_2 \cong 1 \Rightarrow J_1 \approx 7$ ,  $\frac{J_p}{J_1} = 3,46 \Rightarrow \frac{J_p}{7} = 3,46 \Rightarrow J_p \approx 25$ , таким

образом выполняются условия  $\frac{J_1}{J_2} = 7 \div 10$ ,  $\frac{J_p}{J_2} = 20 \div 40$ .

Определение коэффициента пространственной работы каркаса рамы

При воздействии на раму сосредоточенных нагрузок, а именно, крановых (от поперечного торможения и вертикальных давлений), при расчете учитывают совместную работу поперечных рам цеха.

Этот учет производят путем умножения смещения плоской рамы, полученного из расчета рамы методом перемещений, на коэффициент пространственной работы каркаса  $\alpha_{np}$ .

Если покрытие выполнено из крупноразмерных железобетонных, армоцементных, армопенобетонных и других подобного типа плит ("жесткая кровля"), то коэффициент пространственной работы каркаса равен

$$\alpha_{np} = \beta \cdot \left( \frac{1}{n} + \frac{h_2^2}{2 \cdot \sum h_i^2} \right),$$

$$\alpha_{np} = 2,82 \cdot \left( \frac{1}{19} + \frac{96^2}{2 \cdot (108^2 + 96^2 + 84^2 + 72^2 + 60^2 + 48^2 + 36^2 + 24^2 + 12^2)} \right) = 0,465,$$

где  $\beta = n_0 / \sum Y = 8 / 2,834 = 2,82$ ;

$i = 1 \div K$  – для нецелого числа увеличивается на 0,5;

$n = L / B + 1 = 108 / 6 + 1 = 19$  – число рам в блоке;

$h_2$  – расстояние между предторцевыми рамами;

$h_i$  – расстояние между рамами в блоке.

Здесь  $n_0 = 8$  – число колес рассматриваемых кранов на одной нитке подкрановых балок;

$\sum Y = 2,834$  – сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну:  $K = n / 2$  – для четного и  $(n + 1) / 2$  для нечетного числа рам;

$L$  и  $B$  – соответственно длина здания и шаг рам.

Таблица 2.2 Значения внутренних усилий в сечениях колонны

Нагрузки	К-т сочетаний	IV-IV		III-III		II-II		I-I		
		M	N	M	N	M	N	M	N	Q
1 Пост-ая	1	-181,481	253,500	-122,462	253,500	-21,062	253,500	137,917	253,500	10,634
2 Снеговая	1	-206,179	288,000	-139,128	288,000	-23,928	288,000	156,687	288,000	12,081
	0,9	-185,561	259,200	-125,215	259,200	-21,535	259,200	141,018	259,200	10,873
3 $D_{\max}$ на левой колонне	1	-81,714	-	75,975	-	-205,405	450,208	219,361	450,208	28,412
	0,9	-73,543	-	68,378	-	-184,865	405,187	197,425	405,187	25,571
4 $D_{\max}$ на правой колонне	1	-51,320	-	206,421	-	-535,709	1 187,408	158,566	1 187,408	46,440
	0,9	-46,188	-	185,779	-	-482,138	1 068,667	142,709	1 068,660	41,796
5 $\pm T$ на правой колонне	1	-43,207	-	56,072	-	56,072	-	-181,882	-	26,724
	0,9	-38,886	-	50,465	-	50,465	-	-163,694	-	24,052
6 $\pm T$ на лев. колонне	1	46,645	-	1,716	-	1,716	-	-119,310	-	-8,095
	0,9	41,981	-	1,544	-	1,544	-	-107,379	-	-7,286
7 Ветер справа	1	65,918	-	23,052	-	23,052	-	-310,013	-	-32,893
	0,9	59,326	-	20,747	-	20,747	-	-279,012	-	-29,604
8 Ветер слева	1	-73,555	-	-18,176	-	-18,176	-	294,197	-	28,855
	0,9	-39,200	-	-16,358	-	-16,358	-	264,777	-	25,970

### Сочетания нагрузок и усилий

Согласно СНиП Нагрузки и воздействия [2], в зависимости от состава учитываемых нагрузок должны различаться:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных возможных кратковременных и одной из особых нагрузок;

Так, при расчете ступенчатых колонн рамы промышленного здания необходимо установить:

1) основное сочетание, включающее постоянную, длительную и одну кратковременную нагрузки, величина которой должна учитываться без снижения ( то есть с к-том сочетания  $n_c = 1$ );

2) основное сочетание, включающее постоянную, длительную и две и более кратковременных нагрузок, расчетные величины которых (кратковременных нагрузок) должны умножаться на к-т сочетаний  $n_c = 0,9$ . Следовательно, постоянные и длительные временные нагрузки входят в основные сочетания всегда без снижения, а кратковременные нагрузки в основном сочетании умножаются на к-т  $n_c = 0,9$ , если число их в сочетании нагрузок - 2 и более, и остаются без изменений, если берется одна кратковременная нагрузка.

Таблица 2.3 Сочетания нагрузок для выявления расчетных усилий

Сочетания нагрузок		IV-IV		III-III		II-II		I-I			
		М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	Q, кН	
Основ. сочетания	+ $M_{max}$ и $N_{соотв}$	NN нагрузок	-		-		-		1,2,8		
		$n_c = 1$	-	-	-	-	-	-	588,801	541,500	-
		NN нагрузок	-		-		-		1,2,3,6,8		
		$n_c = 0,9$	-	-	-	-	-	-	633,758	917,887	-
	- $M_{max}$ и $N_{соотв}$	NN нагрузок	1,2,8		1,2,8		1,2,8		1,7		
		$n_c = 1$	-461,215	541,500	-279,766	541,500	-63,166	541,500	-172,096	253,5	-
		NN нагрузок	1,2,3,5,8		1,2,8		1,2,4,6,8		1,4,5,7		
		$n_c = 0,9$	-518,671	512,700	-264,035	512,700	-539,549	1581,367	-162,08	1322,16	-
	$N_{max}$ и + $M_{соотв}$	NN нагрузок	-		1,4,5		-		1,2,8		
		$n_c = 1$	-	-	140,031	253,500	-	-	588,801	541,500	-
		NN нагрузок	-		1,4,5,7		-		1,2,4,6,8		
		$n_c = 0,9$	-	-	134,529	253,500	-	-	579,042	1581,36	-
$N_{max}$ и - $M_{соотв}$	NN нагрузок	1,2,8		1,2,8		1,2,8		-			
	$n_c = 1$	-461,215	541,500	-279,766	541,500	-63,166	541,500	-	-	-	
	NN нагрузок	1,2,3,5,8		1,2,8		1,2,4,6,8		-			
	$n_c = 0,9$	-518,671	512,700	-264,035	512,700	-539,549	1581,367	-	-	-	
$N_{min}$ и $\pm M_{соотв}$	NN нагрузок	-		-		-		1,7			
	$n_c = 1$	-	-	-	-	-	-	-172,096	253,5	-	
$Q_{max}$	NN нагрузок	-		-		-		1,2,4,5,8			
	$n_c = 0,9$	-	-	-	-	-	-	-	-	113,33	

К кратковременным нагрузкам относят нагрузки от снега, мостовых кранов и ветра. При этом нагрузки от вертикального давления и поперечного торможения одного или двух мостовых кранов рассматриваются при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка ( так как действуют они "одновременно").



## 2.5 Расчет и конструирование ступенчатой колонны

Колонны производственных зданий работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий (продольной силы  $N$ , изгибающего момента в плоскости рамы  $M_x$  и поперечной силы  $Q_x$ ) определяют по результатам статического расчета рамы. При расчете колонны необходимо проверить ее прочность, общую и местную устойчивость элементов.

### 2.5.1 Исходные данные

Расчетные усилия указаны в таблице 2.3.

Материал колонны – сталь марки С255 по Гост 27772-88.

$R_y=240$  МПа;

$E=206000$  МПа.

### 2.5.2 Определение расчетных длин колонны

Для ступенчатых колонн расчетные длины определяются отдельно для нижней и верхней ее части.

Так как  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{5550}{14950} = 0,371 < 0,6$  и  $\frac{N_H}{N_B} = \frac{1581,367}{512,7} = 3,1 > 3$

В однопролетной раме с жестким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота:  $\mu_1=2$ ,  $\mu_2=3$ .

Расчетная длина нижней части колонны в плоскости рамы:

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1 = 2 \cdot 1495 = 2990 \text{ см.}$$

Расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы:

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2 = 3 \cdot 555 = 1665 \text{ см.}$$

Расчетная длина нижней части колонны из плоскости рамы:

$$l_{y1} = H_H = 1495 \text{ см.}$$

Расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы:

$$l_{y2} = H_B - h_b = 555 - 100 = 455 \text{ см.}$$

### 2.5.3 Подбор сечения верхней части колонны

Сечение принимаем в виде сварного двутавра высотой  $h_b=450$  мм.

Расчетные усилия принимаем в сечении 4-4:  $M=518,671$  кН·м;  $N=512,7$  кН;

Находим требуемую площадь сечения, предварительно определив приближенные значения характеристик:

$$i_x = 0,42 \cdot h = 0,42 \cdot 45 = 18,9 \text{ см,}$$

$$\rho_x = 0,35 \cdot h = 0,35 \cdot 45 = 15,75 \text{ см,}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1665}{18,9} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,01$$

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{518,671 \cdot 100}{512,7 \cdot 15,75} = 6,42$$

Примем в первом приближении  $\eta=1,4$ . Тогда

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,4 \cdot 6,42 = 8,988 \rightarrow \varphi_e = 0,123$$

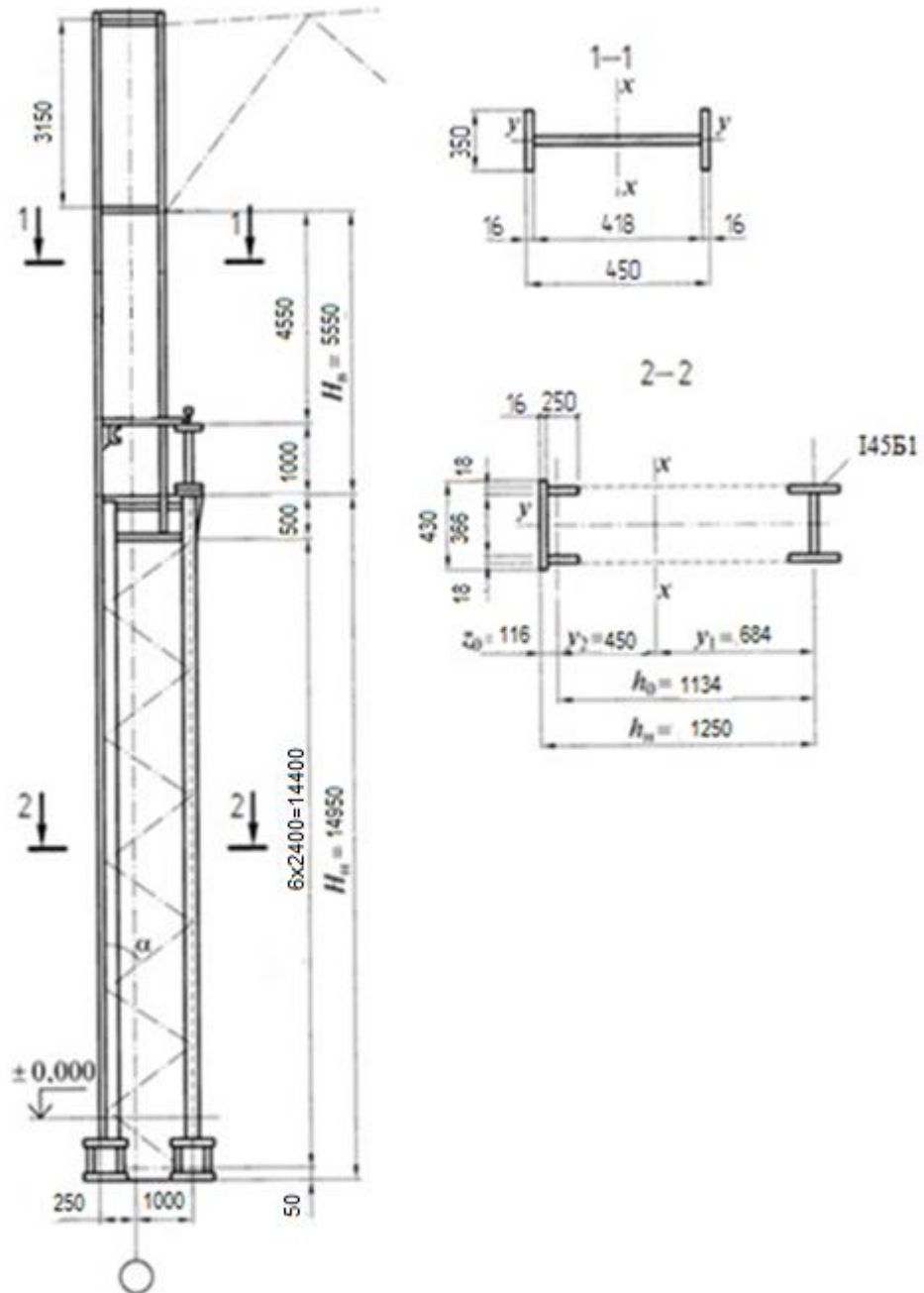


Рис.2.8 Конструктивная схема колонны

Требуемая площадь:

$$A_{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot R_y} = \frac{512,7 \cdot 0,95}{0,123 \cdot 24} = 165 \text{ см}^2.$$

Высота стенки, предварительно приняв толщину полки  $t_f = 1,6 \text{ см}$ :

$$h_w = h_b - 2 \cdot t_f = 45 - 2 \cdot 1,6 = 41,8 \text{ см}.$$

Придельная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 3,01 = 2,25.$$

Требуемая толщина стенки:

$$t_{w,mp} = \frac{h_w \cdot \sqrt{R_y / E}}{\bar{\lambda}_{uw}} = \frac{41,8 \cdot \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)}}{2,25} = 0,63 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_w = 1\text{ см}$  и включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, те два участка шириной  $h_1$ , примыкающие к полкам:

$$h_1 = 0,4 \cdot t_w \cdot \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,4 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 26,5\text{ см} .$$

Тогда требуемая площадь полки:

$$A_{f,mp} = \frac{A_{mp} - 2 \cdot t_w \cdot h_1}{2} = \frac{165 - 2 \cdot 1 \cdot 26,5}{2} = 56\text{ см}^2 .$$

Принимаем  $b_f = 35\text{ см}$ ,  $A_f = 35 \cdot 1,6 = 56\text{ см}^2$ .

Проверка устойчивости полки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} < \left[ 0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot m_x \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{35 - 1}{2 \cdot 1,4} = 12,14 < [0,36 + 0,1 \cdot 3,01 - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot 3,01) \cdot 6,42] \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 12,58.$$

Устойчивость обеспечена.

Геометрические характеристики сечения сечения:

$$A = 2 \cdot 35 \cdot 1,4 + 1 \cdot 42,2 = 140,2\text{ см}^2 ,$$

$$I_x = \frac{1 \cdot 42,2^3}{12} + 2 \cdot 35 \cdot 1,4 \cdot \left( \frac{45 - 1,4}{2} \right)^2 = 52836,1\text{ см}^4 ,$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 35^3}{12} = 10004,2\text{ см}^4 ,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{52836,1}{140,2}} = 19,41\text{ см} ,$$

$$i_y = \sqrt{\frac{10004,2}{140,2}} = 8,45\text{ см} ,$$

$$W_x = \frac{52836,1}{22,5} = 2348,3\text{ см}^3 ,$$

$$\rho_x = \frac{2348,3}{140,2} = 16,75\text{ см} .$$

Гибкость стержня:

$$\lambda_x = \frac{1665}{19,41} = 85,78$$

$$\bar{\lambda}_x = 85,78 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,93$$

$$\lambda_y = \frac{455}{8,45} = 53,85$$

$$\bar{\lambda}_y = 53,85 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,84$$

Предельная условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,93 = 2,23$$

$$h_1 = 0,4 \cdot 2,23 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 26,13\text{ см}$$

$$A_{red} = 2 \cdot 35 \cdot 1,4 + 2 \cdot 1 \cdot 26,13 = 150,26 \text{ см}^2.$$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента:

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{518,671 \cdot 100}{512,7 \cdot 16,75} = 6,04; \text{ Так как } \frac{A_f}{A_w} = \frac{1,4 \cdot 35}{1 \cdot 42,2} = 1,16 \text{ и } 5 \leq m_x \leq 20, \text{ то}$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 2,93 = 1,34$$

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta = 6,04 \cdot 1,34 = 8,09 \rightarrow \varphi_e = 0,134$$

Проверка несущей способности стержня:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_{red} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{512,7 \cdot 0,95}{0,134 \cdot 150,26 \cdot 24 \cdot 1} = 0,89 < 1, \text{ несущая способность стержня обеспечена.}$$

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента:

При  $\bar{\lambda}_y = 1,8$ ,  $\varphi = 0,855$ .

Максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня

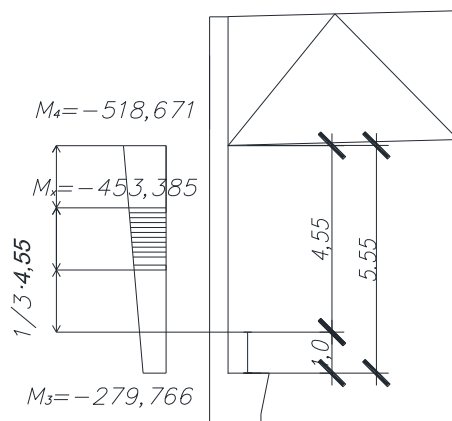


Рис. 2.9 Определение расчетного момента  $M_{max}$

$$M_x^{1/3} = -453,385 \text{ кН} \cdot \text{м} > \frac{M_{max}}{2} = \frac{-518,671}{2} = -259,336 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$m_x = \frac{M_x^{1/3} \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{453,385 \cdot 153,8 \cdot 100}{512,7 \cdot 2614,5} = 5,2$$

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1),$$

$$\text{где } c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \text{ при } m_x = 5,$$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + \frac{m_x \varphi_y}{\varphi_b}} \text{ при } m_x = 10 \text{ и } \varphi_b = 1.$$

Значения  $\alpha$  и  $\beta$ :

$$\lambda_y = 41,5 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 91,99;$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5,2 = 0,91, \beta = 1;$$

$$c_5 = \frac{1}{1 + 0,96 \cdot 0,83 \cdot 5} = 0,2; \quad c_{10} = \frac{1}{1 + \frac{10 \cdot 0,855}{1}} = 0,1;$$

$$\nu = 1 - (\bar{\lambda}_y / 14)(2,12 - b_f / h_b) = 1 - (1,8 / 14)(2,12 - 35 / 45) = 0,83$$

$$c = 0,2(2 - 0,2 \cdot 5,2) + 0,1(0,2 \cdot 5,2 - 1) = 0,196$$

где  $c$ -коэффициент, учитывающий влияние момента  $M_x$  при изгибнокрутильной форме потери устойчивости.

В запас несущей способности включаем редуцированную площадь  $A_{red}$ :

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot c \cdot A_{red} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{512,7 \cdot 0,95}{0,855 \cdot 0,196 \cdot 162,86 \cdot 24 \cdot 1} = 0,74 < 1, \text{ несущая способность стержня обеспечена.}$$

#### 2.5.4 Подбор сечения нижней части колонны

Сечение нижней части сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Подкрановая часть колонны рассчитывается как ферма с параллельными поясами. Для подбора сечения ветвей необходимо выбрать наилучший вариант загрузки.

Высота сечения  $h_H = 125$  см.

Расчетные усилия, догружающие подкрановую ветвь:

$$M_2 = -539,549 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_2 = 1581,367 \text{ кН.}$$

Расчетные усилия, догружающие наружную ветвь:

$$M_1 = 579,042 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_1 = 1581,367 \text{ кН}$$

Подкрановую ветвь принимаем из широкополочного двутавра, а наружную – из составного сварного швеллера.

Ориентировочное положение центра тяжести:

$$z_0 = 5 \text{ см,}$$

$$h_0 = h_H - z_0 = 125 - 5 = 120 \text{ см,}$$

$$y_1 = \frac{M_2}{M_1 + M_2} \cdot h_0 = \frac{539,549}{579,042 + 539,549} \cdot 120 = 57,9 \text{ см,}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120 - 57,9 = 62,1 \text{ см.}$$

Усилия в ветвях колонны:

-в подкрановой ветви:

$$N_{e1} = \frac{1581,367 \cdot 62,1 + 53954,9}{120} = 1268 \text{ кН,}$$

-в наружной ветви:

$$N_{e2} = \frac{1581,367 \cdot 57,9 + 57904,2}{120} = 1245,5 \text{ кН.}$$

Определяем требуемую площадь ветвей, задавшись  $\varphi = 0,7$ :

-для подкрановой ветви:

$$A_{e1} = \frac{N_{e1} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1268 \cdot 0,95}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 71,7 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем двутавр 45Б1:

$$A_{B1} = 76,23 \text{ см}^2, i_{x1} = 3,75 \text{ см, } i_y = 18,09 \text{ см.}$$

-для наружной ветви:

$$A_{e2} = \frac{N_{e2} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1245,5 \cdot 0,95}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 70,43 \text{ см}^2$$

Для удобства крепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полков принимаем таким же, как в подкрановой ветви.

Толщину стенки  $t_w$  для удобства ее крепления встык с полками верхней части колонны принимаем равной 16 мм, а ширину стенки из условия размещения швов  $h_w=430$ мм.

Требуемая площадь полок:

$$A_f = \frac{A_{B2} - t_w \cdot h_w}{2} = \frac{70,43 - 1,6 \cdot 43}{2} = 0,815 \text{ см}^2.$$

Из условия местной устойчивости  $\frac{b_f}{t_f} = \frac{25}{1,8} = 13,9 < 15$ . Принимаем  $b_f=25$

см,  $t_f=1,8$  см,  $A_f=25 \cdot 1,8=45 \text{ см}^2$ .

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{e2} = 2 \cdot 1,8 \cdot 25 + 1,6 \cdot 43 = 115,8 \text{ см}^2,$$

$$z_0 = \frac{h_w \cdot t_w \cdot t_w / 2 + 2 \cdot t_w \cdot b_f \cdot (t_w + b_f / 2)}{A_{e2}} = \frac{1,6 \cdot 43 \cdot 0,8 + 45 \cdot 14,3 \cdot 2}{115,8} = 11,6 \text{ см},$$

$$I_x = t_w \cdot h_w \cdot (z_0 - t_w / 2)^2 + 2 \cdot t_f \cdot b_f^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot ((b_f / 2 + t_w) - z_0)^2 =$$

$$1,6 \cdot 43 \cdot 10,8^2 + \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 25^3}{12} + 45 \cdot 2,7^2 \cdot 2 = 13368,4 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \left( \frac{h_0}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 43^3}{12} + 45 \cdot \left( \frac{36,6}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 \cdot 2 = 43433,8 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{13368,4}{115,8}} = 10,74 \text{ см},$$

$$i_y = \sqrt{\frac{43433,8}{115,8}} = 19,37 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести:

$$h_0 = h_H - z_0 = 125 - 11,6 = 113,4 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{A_{B2} \cdot h_0}{A_{B1} + A_{B2}} = \frac{115,8 \cdot 113,4}{115,8 + 76,23} = 68,4 \text{ см}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 113,4 - 68,4 = 45 \text{ см}.$$

Проверка устойчивости ветвей:

Из плоскости рамы:

-подкрановая ветвь:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{1495}{18,09} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,82 \rightarrow \varphi = 0,683,$$

$$\frac{N_{B1} \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot A_{B1} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1268 \cdot 0,95}{0,683 \cdot 76,23 \cdot 24 \cdot 1} = 0,96 \leq 1$$

-наружная ветвь:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1495}{19,37} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,63 \rightarrow \varphi = 0,716,$$

$$\frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot A_{B2} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1245,5 \cdot 0,95}{0,716 \cdot 115,8 \cdot 24 \cdot 1} = 0,6 \leq 1.$$

Устойчивость ветвей из плоскости рамы обеспечена.

Из условия равноустойчивости подкрановая ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

$$\lambda_{X1} = \frac{l_{B1}}{i_{X1}} = \lambda_y = 62 \rightarrow l_{B1} = 62 \cdot i_{X1} = 62 \cdot 3,75 = 232,5 \text{ см}.$$

Принимаем  $l_{B1}=20$  см.

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы:

-для подкрановой ветви:

$$\bar{\lambda}_{x1} = \frac{240}{3,75} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,18 < \bar{\lambda}_y = 2,82$$

Устойчивость обеспечена.

$$\bar{\lambda}_{x2} = \frac{240}{10,74} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,76 < \bar{\lambda}_y = 2,63$$

Устойчивость обеспечена.

### 2.5.5 Расчет решетки подкрановой части колонны.

Расчетная поперечная сила в сечении колонны  $Q_{max}=113,33$ кН.

$$Q_{усл} \approx 0,2(A_{нв} + A_{нв})l_0 = 0,2(76,23 + 115,8) = 38,4 \text{кН} < Q_{max} = 113,33 \text{кН}.$$

Усилие сжатия в раскосе:

$$N_d = \frac{Q_{max}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{113,33}{2 \cdot 0,736} = 76,99 \text{кН}$$

$$\sin \alpha = \frac{h_H}{l_d} = \frac{125}{\sqrt{125^2 + (230/2)^2}} = 0,736 \rightarrow \alpha \approx 47,4^\circ$$

Задаемся  $\lambda_d=100$

$$\bar{\lambda}_d = 100 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,41 \rightarrow \varphi = 0,560,$$

$$A_{d.мп} = \frac{N_d \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{76,99 \cdot 0,95}{0,560 \cdot 24 \cdot 0,75} = 7,3 \text{см}^2.$$

Принимаем уголок 75х6,  $A_d=8,78$  см<sup>2</sup>,  $i_{min}=1,48$ см

$$\bar{\lambda}_{max} = \frac{l_d}{i_{min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,48} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,92 \rightarrow \varphi = 0,467.$$

$$\frac{N_d \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_d \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{76,99 \cdot 0,95}{0,467 \cdot 8,78 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,99 \leq 1 - \text{устойчивость обеспечена.}$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня:

Геометрические характеристики сечения:

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 76,23 + 115,8 = 192,03 \text{ см}^2,$$

$$I_x = A_{B1} \cdot y_1^2 + A_{B2} \cdot y_2^2 = 76,23 \cdot 68,4^2 + 115,8 \cdot 45^2 = 591141,6 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{591141,6}{192,03}} = 55,5 \text{ см},$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{2990}{55,5} = 53,9$$

Приведенная гибкость:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{53,9^2 + 27,34 \cdot \frac{192,03}{17,56}} = 56,6$$

$$A_{d1} = 2 \cdot A_d = 2 \cdot 8,78 = 17,56$$

$$\alpha = 10 \cdot \frac{d^3}{b^2 \cdot l} = 10 \cdot \frac{170^3}{125^2 \cdot 115} = 27,34$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 56,6 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,93$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot (y_2 + z_0) = \frac{579,042 \cdot 100 \cdot 192,03}{1581,367 \cdot 591141,6} \cdot (45 + 11,6) = 0,673 \rightarrow \varphi_e = 0,544$$

$$\frac{N_2 \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1581,367 \cdot 0,95}{0,544 \cdot 192,03 \cdot 24 \cdot 1} = 0,6 \leq 1 - \text{устойчивость обеспечена.}$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot y_1 = \frac{579,042 \cdot 100 \cdot 192,03}{1581,367 \cdot 591141,6} \cdot 68,4 = 0,814 \rightarrow \varphi_e = 0,477$$

$$\frac{N_1 \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1581,367 \cdot 0,95}{0,477 \cdot 192,03 \cdot 24 \cdot 1} = 0,68 \leq 1 - \text{устойчивость обеспечена.}$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

### 2.5.6 Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

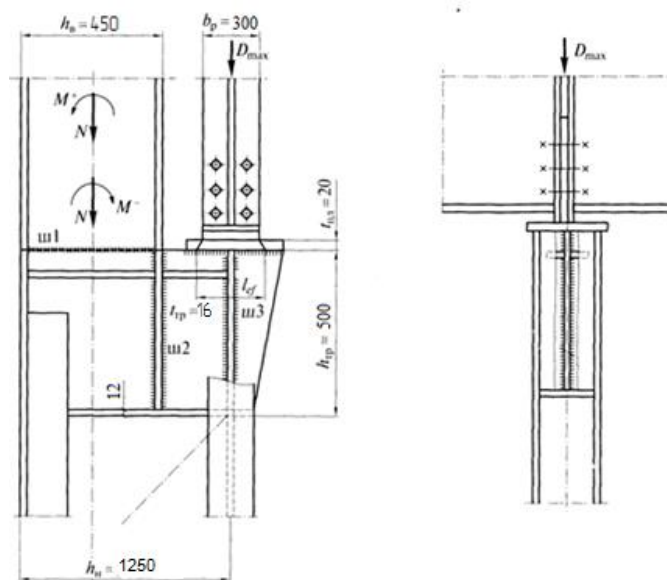


Рис.2.10 Конструктивное решение узла сопряжения

Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

1)  $M = +140,031 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $N = 253,5 \text{ кН}$  (1,4,5)

2)  $M = -279,766 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $N = 541,5 \text{ кН}$  (1,2,8)

Давление кранов  $D_{\max} = 1187,4 \text{ кН}$

Прочность стыкового шва (ш1) проверяем в крайних точках сечения надкрановой части.

Первая комбинация  $M$  и  $N$  (сжата наружная полка):

-наружная полка:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{253,5}{140,2} + \frac{140,031 \cdot 100}{2348,3} = 7,77 \text{ кН} / \text{см}^2 < \frac{R_{wy} \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{24 \cdot 1}{0,95} = 25,26 \text{ кН} / \text{см}^2$$

-внутренняя полка:



$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{253,5}{140,2} - \frac{140,031 \cdot 100}{2348,3} = -4,15 \text{ кН/см}^2 < \frac{0,85 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot 24 \cdot 1}{0,95} = 21,47 \text{ кН/см}^2$$

Вторая комбинация М и N (сжата внутренняя полка):

-наружная полка:

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{541,5}{140,2} - \frac{279,766 \cdot 100}{2348,3} = -8,05 \text{ кН/см}^2 < \frac{0,85 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot 24 \cdot 1}{0,95} = 21,47 \text{ кН/см}^2$$

-внутренняя полка:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{541,5}{140,2} + \frac{279,766 \cdot 100}{2348,3} = 15,78 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_{wy} \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{24 \cdot 1}{0,95} = 25,26 \text{ кН/см}^2$$

Прочность шва обеспечена с большим запасом.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия:

$$t_{w,mp} = \frac{D_{\max} \cdot \gamma_n}{l_{ef} \cdot R_p} = \frac{1187,4 \cdot 0,95}{39 \cdot 35} = 0,83 \text{ см}$$

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_{nl} = 35 + 2 \cdot 2 = 39 \text{ см}$$

При второй комбинации М и N усилия во внутренней полке:

$$N_f = \frac{541,5}{2} + \frac{279,766 \cdot 100}{45} = 892,5 \text{ кН}$$

Длина крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы(ш2):

$$l_{w2} = \frac{N_f \cdot \gamma_n}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min}} = \frac{892,5 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,6 \cdot 17} = 20,8 \text{ см}$$

Применяем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2:

$$R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2; R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05;$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,5 = 17 \text{ кН/см}^2$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Принимаем  $k_f=6$  мм,

$$l_{w2} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ мм}$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (ш3) составляем комбинации усилий в сечении 3-3, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы.  $N=541,5$ кН,  $M=-279,766$ кНм.

$$F_{mp1} = \frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + D_{\max} \cdot \psi = \frac{541,5 \cdot 45}{2 \cdot 125} - \frac{27976,6}{125} + 1187,4 \cdot 0,9 = 942,3 \text{ кН}$$

Требуемая длина шва ( $k_f=6$  мм):

$$l_{w3} = \frac{F_{mp1}}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min}} = \frac{942,3}{4 \cdot 0,6 \cdot 17} = 23,1 \text{ см}$$

Высота траверсы:

$$h_{mp} \geq \frac{F_{mp} \cdot \gamma_n}{2 \cdot t_{w1} \cdot R_s} = \frac{942,3 \cdot 0,95}{2 \cdot 0,78 \cdot 14} = 41 \text{ см},$$

где  $t_{w1}$  – толщина стенки двутавра 45Б1,

$R_s$  – расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали С255.

Принимаем  $h_{тр}=50$  см.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов:

$$Q_{\max} = \frac{N \cdot h_e}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + \frac{k \cdot \psi \cdot D_{\max}}{2} = \frac{541,5 \cdot 45}{2 \cdot 125} - \frac{279,766 \cdot 100}{125} + \frac{1,2 \cdot 0,9 \cdot 1187,4}{2} = 514,9 \text{ кН}$$

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{\max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{514,9}{1,2 \cdot 50} = 8,58 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_s \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{14 \cdot 1}{0,95} = 14,73 \text{ кН/см}^2$$

### 2.5.7 Расчет и конструирование базы колонны

Ширина нижней части колонны не превышает 1 м, проектируем базу раздельного типа.

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сеч. 1-1)

3)  $M=+579,042 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,  $N=1581,36 \text{ кН}$  (1,2,4,6,8)

4)  $M=-162,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,  $N=1322,16 \text{ кН}$  (1,4,5,7)

Усилия в ветвях колонны:

$$N_{e1} = \frac{162,08 \cdot 100}{113,4} + \frac{1322,16}{113,4} \cdot 45 = 667,6 \text{ кН},$$

$$N_{e2} = \frac{57904}{113,4} + \frac{1581,36}{113,4} \cdot 68,4 = 1464,5 \text{ кН}.$$

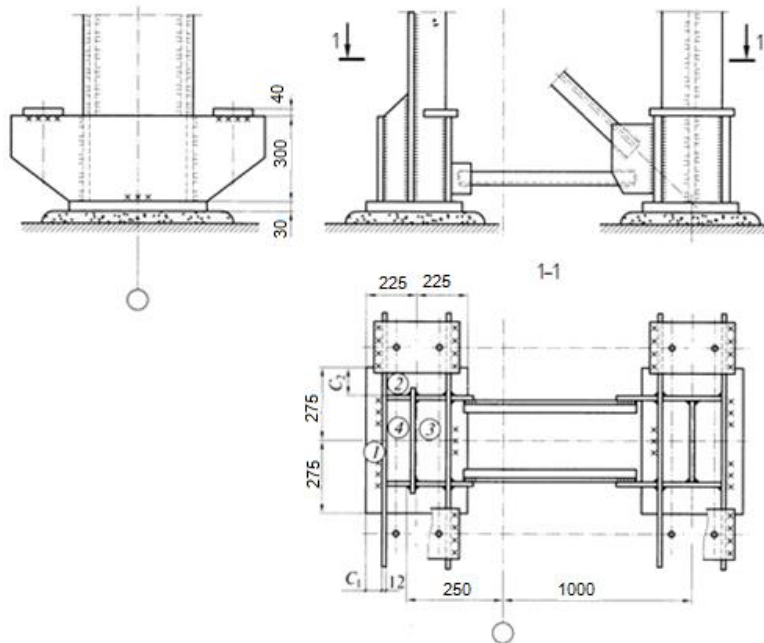


Рис. 2.11 Расчетная схема базы колонны

База наружной ветви:

$$A_{пл,mp} = \frac{N_{e2}}{R_{\phi}} = \frac{1464,5}{1,02} = 1435,8 \text{ см}^2$$

$$R_{\phi} = \psi \cdot R_{b,lok} = \psi \cdot \alpha \cdot \phi_b \cdot R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ кН/см}^2$$

где

По конструктивным соображениям свес плиты  $c_2$  должен быть не менее 4 см.

$$B \geq b_k + 2 \cdot c_2 = 45 + 2 \cdot 4 = 53 \text{ см}$$

Принимаем  $B=55 \text{ см}$ .

$$L_{mp} = \frac{A_{пл,mp}}{B} = \frac{1435,8}{55} = 26,1 \text{ см}$$

Принимаем  $L=45 \text{ см}$

$$A_{nl} = 55 \cdot 45 = 2475 \text{ см}^2 > A_{nl,mp}$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{e2}}{A_{nl}} = \frac{1464,5}{2475} = 0,59 \text{ кН/см}^2$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно  $2(b_f + t_w - z_0) = 2(25 + 1,6 - 11,6) = 28$  см; при толщине траверсы 12 мм  $c_1 = \frac{45 - 28 - 2 \cdot 1,2}{2} = 7,3 \text{ см}$ .

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

-участок 1 (консольный свес  $c=c_1=7,3$  см)

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot c_1^2}{2} = \frac{0,59 \cdot 7,3^2}{2} = 15,72 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

-участок 2 (консольный свес  $c=c_2=5$  см)

$$M_2 = \frac{0,59 \cdot 5^2}{2} = 7,38 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

-участок 3 (плита, опертая на четыре стороны:

$$b/a = 36,6/25 = 1,5 < 2 \rightarrow \alpha = 0,086$$

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,086 \cdot 0,59 \cdot 25^2 = 31,71 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

-участок 4 (плита, опертая на четыре стороны:

$$b/a = 36,6/1,4 = 26,1 > 2 \rightarrow \alpha = 0,125$$

$$M_4 = 0,125 \cdot 0,59 \cdot 1,4^2 = 0,14 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Принимаем для расчета  $M_{\max} = M_3 = 31,71$  кН·м.

Требуемая толщина:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 31,71 \cdot 0,95}{22,5}} = 2,83 \text{ см}$$

Принимаем  $t_{пл} = 30$  мм.

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передаем на траверсы через четыре угловых шва. Требуемая длина шва:

$$l_{w,mp} = \frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min}} = \frac{1464,5 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,8 \cdot 17} = 25,6 \text{ см}. \text{ Принимаем } h_{тр} = 30 \text{ см}.$$

Расчет анкерных болтов крепления подкрановой ветви.

Усилия в анкерных болтах:

$$F_a = \frac{M - N \cdot y_2}{h_0} = \frac{17209,6 - 253,5 \cdot 45}{113,4} = 51,2 \text{ кН}$$

Требуемая площадь сечения болтов из стали Ст3пс4 ( $R_{ba} = 200$  МПа):

$$A_{b,mp} = \frac{F_a \cdot \gamma_n}{R_{ba}} = \frac{51,2 \cdot 0,95}{20} = 2,43 \text{ см}^2$$

Принимаем 2 болта из стали Ст3пс4 М20

$$A_{ba} = 2 \cdot 1,57 = 3,14 \text{ см}^2 > A_{b,mp} = 2,43 \text{ см}^2$$

Усилия в анкерных болтах наружной ветви меньше. Из конструктивных соображений принимаем такие же болты.

## 2.6 Расчёт и конструирование стропильной фермы из парных уголков.

Краткое описание покрытия: двускатное, бесфонарное. Фермы стальные с параллельными поясами, пролётом 30,0 м, располагающиеся с шагом 6,0 м. Устойчивость и геометрическая неизменяемость покрытия обеспечиваются постановкой связей по поясам ферм и вертикальных связей с развязкой их распорками при соблюдении требований норм. Опираение ферм осуществляется на стальные колонны, тип узла опирания – жёсткий.

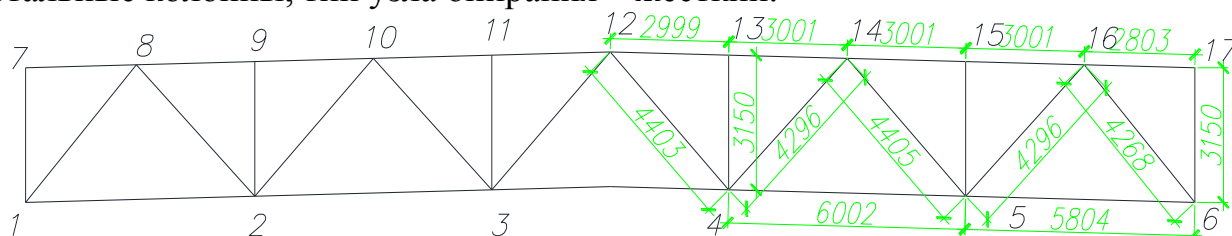


Рис 2.12 – Обозначение и длины стержней фермы

### 2.6.1 Статический расчёт

Заданный уклон кровли  $i = 2,5\%$ .

Таблица 2.4 - Сбор нагрузок

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка кН/м <sup>2</sup>
1 Нагрузка от покрытия:			
Гидроизоляционный ковёр: 2 слоя рубероида	0,1	1,3	0,13
Цементно-песчаная стяжка 25мм ( $\gamma = 18 \text{ кН} / \text{м}^3$ )	0,45	1,3	0,59
Утеплитель - минеральная вата $\delta = 120 \text{ мм}$ ( $\gamma = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^3$ )	0,18	1,3	0,23
Пароизоляция	0,04	1,3	0,05
Железобетонные плиты 3х6 с заливкой швов	1,65	1,1	1,82
Итого	2,42		2,82
2 Собственная масса фермы (ориентировочно)			
	0,4	1,05	0,42
Итого	2,82		3,24
Снеговая нагрузка для V снегового р-на (г. Пермь)	2,29	1,4	3,2
Полная нагрузка	5,11	-	6,44

Расчётная погонная нагрузка на ригель

$$q_g = q \cdot l \cdot \gamma_n = 3,24 \cdot 6 \cdot 1 = 19,44 \text{ кН/м}$$

Нормативное значение снеговой нагрузки на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия согласно [31, п. 10.1]:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,2 = 2,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега под действием ветра (условно принимаем, что покрытие здания защищено от прямого воздействия ветра при соблюдении [СП 20.13330.2011, п. 10.9]);

$c_t$  – термический коэффициент, в соответствии с [СП 20.13330.2011, п. 10.10];

$\mu$  – коэффициент перехода веса от снегового покрова земли к весу снега на покрытии, принимаемый по [СП 20.13330.2011, прил. Г, сх. Г. 1], с учётом [СП 20.13330.2011, п. 10.4].

Нормативное значение снеговой нагрузки по уточнённой формуле

$$S_0 = \frac{c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g}{\gamma_f} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,2}{1,4} = 2,29 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Расчётная погонная нагрузка на  $1\text{ м}^2$  определяется как

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2,29 \cdot 1,4 = 3,2 \text{ кН/м}^2$$

Расчётная погонная снеговая нагрузка на ферму

$$q_{\text{сн.}} = S \cdot l \cdot \gamma_n = 3,2 \cdot 6 \cdot 1 = 19,2 \text{ кН/м}$$

Расчётные узловые силы на ферму:

- от постоянной нагрузки  $F_g = q_g \cdot d \cdot B = 3,24 \cdot 3 \cdot 6 = 58,32 \text{ кН}$ ;

$$R_A = R_B = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{3,24 \cdot 6 \cdot 30}{2} = 291,6 \text{ кН},$$

- от снеговой нагрузки  $F_{\text{сн.}} = q_{\text{сн.}} \cdot d \cdot B = 3,2 \cdot 3 \cdot 6 = 57,6 \text{ кН}$ ,

$$R_A = R_B = \frac{q_{\text{сн.}} \cdot l}{2} = \frac{3,2 \cdot 6 \cdot 30}{2} = 288 \text{ кН}$$

Усилия от моментов:

$$M_{\text{пр}} = -518,671 \text{ кН} \cdot \text{м}; (1,2,3,5,8)$$

$$H_{\text{пр}} = \frac{M_{\text{пр}}}{h_{\text{оп}}} = \frac{-518,671}{3,15} = -164,657 \text{ кН};$$

$$M_{\text{л}} = -263,845 \text{ кН} \cdot \text{м} (1,2,4,6,7);$$

$$H_{\text{л}} = \frac{M_{\text{л}}}{h_{\text{оп}}} = \frac{-311,923}{3,15} = -99,023 \text{ кН}$$

Расчёт фермы производится по программе WinFerma от действия постоянной, снеговой нагрузок, а также от максимального момента, действующего на верхнюю часть левой и правой колонн.

Таблица 2.5 - Расчётные усилия в стержнях фермы

Элемент фермы	Обозн-е	Усилия от постоянной нагрузки, кН	От снеговой нагрузки, кН	Усилия от опорных моментов	Расчётные усилия, кН	
					Сжатие	Растяж-е
Верхний пояс	(12)7-8	0,00	0,00	99,054	0,00	99,054
	(13)8-9	-427,814	-422,532	111,919	-738,427	-
	(14)9-10	-427,814	-422,532	111,919	-738,427	-
	(15)10-11	-650,054	-642,029	125,227	-1166,856	-
	(16)11-12	-650,054	-642,029	125,227	-1166,856	-
Нижний пояс	(1)1-2	233,353	230,472	-105,265	-	358,56
	(2)2-3	566,714	559,718	-118,573	-	1007,859
	(3)3-4	661,864	653,693	-128,774	-	1186,783
Раскосы	(22)1-8	-355,513	-351,124	9,462	-697,175	-
	(23)2-8	278,381	274,944	-9,526	-	543,799
	(24)2-10	-203,871	-201,354	9,767	-394,968	-
	(25)3-10	119,306	117,833	-9,526	-	227,613
	(26)3-12	-17,637	-17,419	5,265	-29,791	-
Стойки	(6)1-7	-29,160	-28,800	2,476	-55,484	-
	(7)2-9	-58,320	-57,600	0	-115,92	-
	(8)3-11	-58,320	-57,600	0	-115,92	-

## 2.6.2 Подбор сечений стержней фермы

### Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его максимальное усилие  $N_{15} = -1166,856 \text{ кН}$ .

Усилие в стержнях решетки, кН	До 150	160-250	260-400	410-600	610-1000	1010-1400	1410-1800	>1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Для стали С345 ГОСТ 27772-88\* по [СП 16.13330.2011, табл. В. 5] определяем расчётное сопротивление  $R_y = 310 \text{ МПа}$ .

Задаёмся гибкостью  $\lambda = 90$ . Далее вычисляем условную гибкость по формуле  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{310}{206000}} = 3,49$ , [СП 16.13330.2011, табл. Д. 11], для типа стержней «с» согласно [СП 16.13330.2011, табл. 7] определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,512$ .

Требуемая площадь верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{15}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1166,856 \cdot 10}{0,512 \cdot 310 \cdot 1} = 73,52 \text{ см}^2$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для верхнего сжатого пояса из тавров  $\gamma_c = 1$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков L140x12 геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения  $A = 2A_{\text{уг}} = 2 \cdot 32,49 = 64,98 \text{ см}^2$ ;

- радиусы инерции сечения: ;  $i_x = 4,31 \text{ см}$ ;

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(z_0 + \frac{t_\Phi}{2}\right)^2} = \sqrt{4,31^2 + \left(3,9 + \frac{1,6}{2}\right)^2} = 6,38 \text{ см}$$

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы  $l_{ef,x} = 300 \text{ см}$  (уклоном пояса пренебрегаем); из плоскости фермы  $l_{ef,y} = 300 \text{ см}$  (т.к. верхние пояса развязаны прогонами, расчётная длина равна расстоянию между узлами крепления горизонтальных связей).

Гибкость стержней:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{4,31} = 69,6; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 69,1 \sqrt{\frac{310}{206000}} = 2,68$$

$$\varphi_x = \varphi_{min} = 0,621$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{6,38} = 47,02; \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 47,02 \sqrt{\frac{310}{206000}} = 1,82$$

$$\varphi_y = 0,775.$$

Предельные гибкости определяем по формулам:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,933 = 124,02 > \lambda_x = 69,6$$

$$\text{где } \alpha_x = \frac{N_{15}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1166,856 \cdot 10}{0,621 \cdot 64,98 \cdot 310 \cdot 1} = 0,933 > 0,5.$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,747 = 135,18 > \lambda_y = 48,15$$

$$\text{где } \alpha_y = \frac{N_{15}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1166,856 \cdot 10}{0,775 \cdot 64,98 \cdot 310 \cdot 1} = 0,747 > 0,5.$$

Условия гибкости стержня выполняются.

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N_{15}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1166,856 \cdot 10}{0,621 \cdot 64,98 \cdot 310 \cdot 1} = 0,933 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем гибкость верхнего пояса при монтаже конструкций.

Расчётная длина стержня из плоскости фермы при проверке верхнего пояса фермы на время монтажа конструкций  $l_{ef,y} = 1200 \text{ см}$ . Проверка гибкости пояса:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1200}{6,38} = 188,1 < [\lambda] = 220$$

Гибкость меньше предельной.

### **Подбор сечения стержней нижнего пояса**

Нижний пояс в целях уменьшения количества типоразмеров профилей принимаем без изменения сечения по длине фермы и рассчитываем на максимальное усилие  $N_3 = 1186,783 \text{ кН}$ .

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_3}{R_y \gamma_c} = \frac{1186,783 \cdot 10}{310 \cdot 1} = 38,28 \text{ см}^2$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл.1], для нижнего растянутого пояса из парных уголков  $\gamma_c = 1$ .

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы  $l_{ef,x} = 600 \text{ см}$ ; из плоскости фермы  $l_{ef,y} = 1200 \text{ см}$  (ферма развязана в пролёте распорками, расположенными по опорам и на расстоянии по 6,0 м от оси колонн).

Требуемые радиусы инерции:

$$i_{x,тр} = \frac{l_{эф,x}}{[\lambda]_x} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см}; i_{y,тр} = \frac{l_{эф,y}}{[\lambda]_y} = \frac{1200}{400} = 3 \text{ см}$$

Конструктивно принимаем сечение из двух уголков L125x10 с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения  $A = 2A_{уг} = 2 \cdot 24,33 = 48,66 \text{ см}^2$ ;

- радиусы инерции сечения:  $i_x = 3,85 \text{ см}$ ;

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2}\right)^2} = \sqrt{3,85^2 + \left(3,45 + \frac{1,6}{2}\right)^2} = 5,73 \text{ см} > i_{y,min} = 3,0 \text{ см}$$

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{эф,x}}{i_x} = \frac{600}{3,85} = 156 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{эф,y}}{i_y} = \frac{1200}{5,73} = 209,4 < [\lambda]_y = 400;$$

Гибкость стержня меньше предельной.

Проверка прочности нижнего растянутого пояса:

$$\frac{N_3}{AR_y \gamma_c} = \frac{1186,783 \cdot 10}{48,66 \cdot 310 \cdot 1} = 0,787 < 1$$

Прочность обеспечена

### Подбор сечения решётки фермы

Стержень 22 - опорный раскос.  $N_{22} = -697,175 \text{ кН}$  Задаёмся гибкостью  $\lambda = 90$ . Далее вычисляем условную гибкость по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{310}{206000}} = 3,49, \text{ [СП 16.13330.2011, табл. Д. 11], для типа стержней «с»}$$

согласно [СП 16.13330.2011, табл. 7] определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,512$ .

Требуемая площадь :

$$A_{тр} = \frac{N_{22}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{697,175 \cdot 10}{0,512 \cdot 310 \cdot 1} = 43,92 \text{ см}^2$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для верхнего сжатого пояса из тавров  $\gamma_c = 1$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков L125x10 геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения  $A = 2A_{уг} = 2 \cdot 24,33 = 48,66 \text{ см}^2$ ;

- радиусы инерции сечения:  $i_x = 3,85 \text{ см}$ ;

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2}\right)^2} = \sqrt{3,85^2 + \left(3,45 + \frac{1,4}{2}\right)^2} = 5,66 \text{ см}$$

Расчетные длины стержня  $l_{0x} = 0,8 \cdot 427 = 342 \text{ см}$ ,  $l_{0y} = 427 \text{ см}$ .

Гибкость стержней:

$$\lambda_x = \frac{l_{эф,x}}{i_x} = \frac{342}{3,85} = 88,83; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 88,83 \sqrt{\frac{310}{206000}} = 3,45$$

$$\varphi_x = \varphi_{min} = 0,484$$

$$\lambda_y = \frac{l_{эф,y}}{i_y} = \frac{427}{5,66} = 75,44; \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 75,44 \sqrt{\frac{310}{206000}} = 2,93$$



$$\varphi_y = 0,575.$$

Сечение стержня определяем по предельной гибкости:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,955 = 122,7 > \lambda_x = 88,83$$

$$\text{где } \alpha_x = \frac{N_{22}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{697,175 \cdot 10}{0,484 \cdot 48,66 \cdot 310 \cdot 1} = 0,955 > 0,5.$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,804 = 131,76 > \lambda_y = 76,9$$

$$\text{где } \alpha_y = \frac{N_{22}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{697,175 \cdot 10}{0,575 \cdot 48,66 \cdot 310 \cdot 1} = 0,804 > 0,5.$$

Условия гибкости стержня выполняются.

Проверяем прочность сечения при растяжении:

$$\frac{N_{22}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{697,175 \cdot 10}{0,484 \cdot 48,66 \cdot 310 \cdot 1} = 0,95 < 1$$

Прочность обеспечена.

Стержень 23 - опорный раскос.  $N_{23} = 543,799$ кН. Расчетные длины стержня  $l_{0x} = 0,8 \cdot 430 = 344$ см,  $l_{0y} = 430$ см.

Сечение стержня подберем по предельной гибкости  $\lambda_{пр} = 150$ .

Определяем требуемые радиусы инерции стержня:

$$i_{тр,x} = \frac{344}{150} = 2,29 \text{ см}^2; \quad i_{тр,y} = \frac{430}{150} = 2,87 \text{ см}^2.$$

По сортаменту подбираем 2 равнополочных уголка L80x6 с

$$A = 2A_{уг} = 2 \cdot 9,38 = 18,76 \text{ см}^2, \quad i_x = 2,47 \text{ см};$$

$$i_y = 3,8 \text{ см при } t_{\phi} = 14 \text{ мм.}$$

Проверка несущей способности стержня показывает:

$$\alpha = \frac{N_{23}}{A R_y \gamma_c} = \frac{543,799 \cdot 10}{18,76 \cdot 310 \cdot 1} = 0,94 < 1$$

Прочность обеспечена.

Таблица 2.6 - Расчет сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозн-е	Расчетное усилие, кН	Марка стали	Сечение	Площадь, см <sup>2</sup>	Расчетная длина		Радиус инерции, см		Гибкость		φ <sub>min</sub>	γ <sub>c</sub>	α
						L <sub>ef,x</sub>	L <sub>ef,y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>			
Верхний пояс	(12)7-8	99,054	С345	2L140x12	64,98	280	280	4,31	6,23	69,6	48,15	-	1	0,933
	(13)8-9	-738,427				300	300	4,31	6,23	69,6	48,15	0,621	1	0,933
	(14)9-10	-738,427				300	300	4,31	6,23	69,6	48,15	0,621	1	0,933
	(15)10-11	-1166,856				300	300	4,31	6,23	69,6	48,15	0,621	1	0,933
	(16)11-12	-1166,856				300	300	4,31	6,23	69,6	48,15	0,621	1	0,933
Нижний пояс	(1)1-2	358,56		2L125x10	48,66	580	580	3,85	5,59	152	120	-	1	0,787
	(2)2-3	1007,859				600	1200	3,85	5,59	157	249	-	1	0,787
	(3)3-4	1186,783				600	1200	3,85	5,59	156	214,7	-	1	0,787
Раскосы	(22)1-8	-697,175		2L125x10	48,66	342	427	3,85	5,59	88,83	76,9	0,484	1	0,950
	(23)2-8	543,799		2L80x6	18,76	344	430	2,47	3,72	139,3	115,6	-	1	0,940
	(24)2-10	-394,968		2L90x9	31,2	353	441	2,75	4,26	128,4	103,5	0,289	0,8	0,510
	(25)3-10	227,613	2L100x7	27,5	344	430	3,08	4,52	111,7	95,13	-	1	0,267	
	(26)3-12	-29,791	2L75x8	23	353	441	2,28	3,55	154,8	124,2	-	0,8	0,052	
Стойки	(6)1-7	-55,484	2L75x8	23	252	315	2,28	3,55	110,5	88,73	-	1	0,078	
	(7)2-9	-115,92	2L75x8	23	252	315	2,28	3,55	110,5	88,73	-	0,8	0,203	
	(8)3-11	-115,92	2L75x8	23	252	315	2,28	3,55	110,5	88,73	-	0,8	0,203	

### 2.6.3 Расчёт сварных швов прикрепления решётки фермы к фасонкам верхнего и нижнего поясов фермы

Для присоединения стержней применяется автоматическая сварка в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85\*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70\*) диаметром 2 мм. Коэффициенты и расчётные сопротивления, принимаемые:

- при расчёте по металлу шва

$$\beta_f = 0,9; R_{\omega_f} = 215 \text{ МПа};$$

$$\beta_f R_{\omega_f} = 0,9 \cdot 215 = 193,5 \text{ МПа}$$

- при расчёте шва на срез по границе сплавления

$$\beta_z = 1,05; R_{\omega_z} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа};$$

$$\beta_z R_{\omega_z} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа}$$

Проверяем условие

$$\frac{\beta_f R_{\omega_f}}{\beta_z R_{\omega_z}} = \frac{193,5}{174,8} = 1,11 > 1,0$$

Несущая способность сварных швов определяется прочностью металла границы сплавления,  $(\beta_z R_{\omega_z})_{min} = 174,8 \text{ МПа}$ .

Требуемая длина сварного шва соответственно для обушка и пера уголка определяется по формулам

$$l_{\omega}^{об} = \frac{N_{об}}{nk_f(\beta R_{\omega})_{min}\gamma_c} + a; l_{\omega}^n = \frac{N_n}{nk_f(\beta R_{\omega})_{min}\gamma_c} + a$$

где  $N_{об}$  и  $N_n$  – усилия, действующие соответственно на обушек и перо уголков, равные соответственно:

$$N_{об} = 0,7N; N_n = 0,3N$$

$n$  – количество швов,  $n = 2$ ;

$a$  – длина шва, учитывающая непровар,  $a = 2$  см;

$k_f$  – катет сварного шва.

Величина катета сварного шва должна быть в пределах:

$$k_{f_{min}} \leq k_f \leq k_{f_{max}}$$

где  $k_{f_{min}}$  – минимальный катет, определяемый по

[СП 16.13330.2011, табл. 38];

$k_{f_{max}}$  – максимальный катет шва, принимаемый:

- для шва по обушку  $k_{f_{max}} = 1,2t_{yr}$ ;

- для шва по перу  $k_{f_{max}} = t_{yr} - 1$  мм при  $t_{yr} \leq 6$  мм,  $k_{f_{max}} = t_{yr} - 1$  мм при

$t_{yr} = 7 \div 16$  мм.

Часто различных по высоте катета швов на всю ферму не должно превышать четырёх. Длину сварных швов назначают кратной 10 мм; минимальная длина шва принимается  $l_{\omega, min} = 60$  мм.

Таблица 2.7 - Расчет сварных швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об}$ , кН	$k_f$ , мм	$l_{\omega}$ , см	$N_{п}$ , кН	$k_f$ , мм	$l_{\omega}$ , см
22(1-8)	2L125x10	-697,175	-488,023	8	21	-209,152	6	12
23(2-8)	2L80x6	543,799	380,659	8	17	163,14	5	11
24(2-10)	2L90x9	-394,968	-276,478	6	17	-118,49	5	9
25(3-10)	2L100x7	227,613	159,329	5	12	68,284	4	8
26(3-12)	2L75x8	-29,791	-20,854	4	6	-8,937	4	4
6(1-7)	2L75x8	-55,484	-38,839	4	6	-16,645	4	4
7(2-9)	2L75x8	-115,92	-81,144	4	8	-34,776	4	5
8(7-8)	2L75x8	-115,92	-81,144	4	8	-34,776	4	5

## 2.6.4 Расчет и конструирование узлов стропильной фермы

### 2.6.4.1 Расчет узла крепления элементов решетки к нижнему поясу фермы

Применяем полуавтоматическую сварку проволокой марки Св–08Г2С,  $d=2$  мм,  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$ ;  $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$ ; Сталь С 345,  $R_y=310$  МПа,  $E=206000$  МПа, сварка производится электродами Э 42 с  $R_{wf} = 180$  МПа,

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа.}$$

Определим минимальную несущую способность углового шва:

по металлу шва  $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 180 = 162$  МПа,

по границе сплавления  $\beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8$  МПа,

Так как  $\beta_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$ , расчет швов следует производить по металлу шва ( $\beta_f \cdot R_{wf} = 162$  МПа).

### Определяем необходимую длину швов крепления стойки

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{2-9}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 115,92}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 8,26 \text{ см, принимаем } 90 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{2-9}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 115,92}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 4,68 \text{ см, принимаем } 50 \text{ мм.}$$

где  $\alpha=0,7$ ,  $\alpha=0,3$  – коэффициент, учитывающий долю усилия N, приходящегося на фланговые швы.

$k_f$  – катет сварного шва

### Определяем необходимую длину швов крепления сжатого раскоса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{2-10}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 394,968}{2 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 16,22 \text{ см, принимаем } 170 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{5-6}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 394,968}{2 \cdot 0,5 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 9,3 \text{ см, принимаем } 100 \text{ мм.}$$

### Определяем необходимую длину швов крепления растянутого раскоса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{2-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 543,799}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 16,69 \text{ см, принимаем } 170 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{2-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 543,799}{2 \cdot 0,5 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 12,07 \text{ см, принимаем } 120 \text{ мм.}$$

### Определяем необходимую длину швов крепления нижнего пояса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{2-3}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 1007,859}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 29,22 \text{ см, принимаем}$$

конструктивно 300 мм.

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{2-3}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 1007,859}{2 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 17,55 \text{ см, принимаем } 180 \text{ мм.}$$

### 2.6.4.2 Расчет узла крепления элементов решетки к верхнему поясу фермы

#### Определяем необходимую длину швов крепления сжатого раскоса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{1-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 697,175}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 20,82 \text{ см, принимаем } 210 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{1-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 697,175}{2 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 12,76 \text{ см, принимаем } 130 \text{ мм.}$$

#### Определяем необходимую длину швов крепления растянутого раскоса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{2-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 543,799}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 16,69 \text{ см, принимаем } 170 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{2-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 543,799}{2 \cdot 0,5 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 12,07 \text{ см, принимаем } 120 \text{ мм.}$$

#### Определяем необходимую длину швов крепления верхнего пояса

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{8-9}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 738,427}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 21,9 \text{ см, принимаем } 220 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{8-9}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 738,427}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 18,09 \text{ см, принимаем } 190 \text{ мм.}$$

### 2.6.4.3 Расчет опорного узла

Длина швов опорного раскоса, приняв катет сварных швов по обушке  $k_f=8$  мм и на пере  $k_f=6$  мм:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{1-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 697,175}{2 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 20,82 \text{ см, принимаем } 210 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{1-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 697,175}{2 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 12,76 \text{ см, принимаем } 130 \text{ мм.}$$

Тоже для нижнего пояса при толщинах шва на обушке  $k_f=8$  мм и пере  $k_f=6$  мм:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{1-2}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 358,56}{2 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 14,91 \text{ см, принимаем } 150 \text{ мм.}$$

$$l_w^{непо} = \frac{\alpha \cdot N_{1-2}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 358,56}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 10,3 \text{ см, принимаем } 110 \text{ мм.}$$

Опорный фланец принимаем толщиной 20 мм и шириной 240 мм.

Напряжения смятия у торца:

$$\sigma_{см} = \frac{R_A}{A_{см}} = \frac{5342,8}{2 \cdot 24} = 111,31 \text{ МПа} < R_p = 360 \text{ МПа,}$$

Где  $R_A = \frac{(16,9 + 19,2) \cdot 29,6}{2} = 534,28 \text{ кН}$ , – опорная реакция

$R_p$  – расчетное сопротивление проката смятию торцевой поверхности.

Швы крепления опорной фасонки к опорному фланцу рассчитываем на восприятие вертикальной опорной реакции  $R_A$  и горизонтальной силы  $H$  от опорного момента  $M_{лев}$ :

$$H = \frac{M_{лев}}{h_0} = \frac{311,923}{3,15} = 99,023 \text{ кН}$$

Длина крепления фасонки к фланцу определена конструкцией узла и составляет 56 см. Принимаем катет шва 8 мм.

Сдвигающие напряжения в этих швах:

$$\tau_w = \frac{R_A}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{5342,8}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 56} = 56,8 \text{ МПа.}$$

Напряжение в швах от распора  $H$ :

$$\sigma_w = \frac{H}{A_w} + \frac{H \cdot e}{W_w} = \frac{99,023 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 56} + \frac{99,023 \cdot 10 \cdot 15}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 56^2} = 10,8 \text{ МПа,}$$

где  $e = y_c - y_o = 40 - 25 = 15 \text{ см}$

Приведенные напряжения в швах:

$$\sigma_w = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{56,8^2 + 10,8^2} = 57,8 \text{ МПа} < R_{wf} = 215 \text{ МПа.}$$

Болты крепления нижнего опорного узла назначаем конструктивно, так как сила  $H$  прижимает узел к колонне, а вертикальную силу воспринимает опорный столик.

Длина флангового шва крепления опорного столика к колонне при  $k_f=8$

мм

$$l_w = \frac{2 \cdot R_A}{3 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + a = \frac{2 \cdot 534,28}{3 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 29,2 \text{ см, принимаем } 380$$

мм.

Принимаем размеры опорного столика -380x20-560 мм.

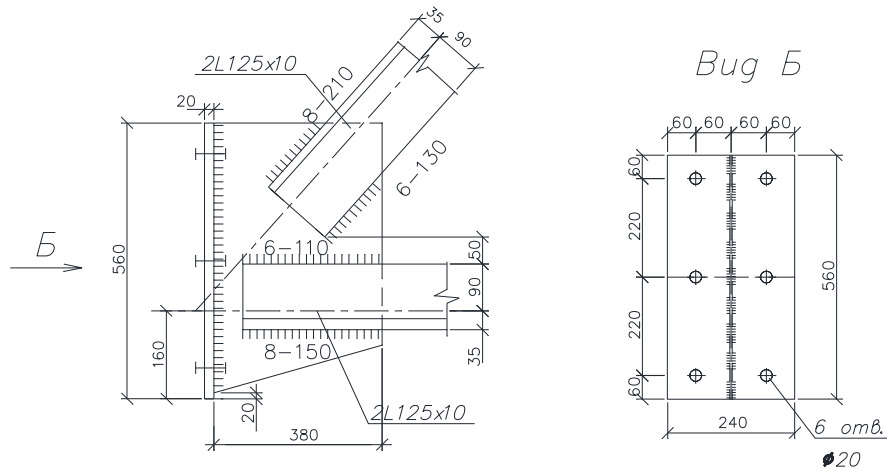


Рис.2.13 Нижний опорный узел фермы из парных уголков

Верхний опорный узел работает на восприятие растягивающих усилий, возникающих от опорного момента. Располагаем болты крепления узла к колонне на равных расстояниях от центра и проверяем прочность болтов:

$$N_b = \frac{H}{n} = \frac{99,023}{4} = 24,76 \text{ кН} < A_{bn} \cdot R_{bt} = 2,49 \cdot 16 = 339,8 \text{ кН,}$$

где  $A_{bn}$  – площадь болта М20 по внутренней резьбе,  
 $R_{bt}$  – расчетное сопротивление болта для стали Ст3,  
 $n$  – число болтов.

Принимаем 4 болта М20.

Толщин фланца:

$$t = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot b' \cdot H}{l_{пл} \cdot R_y}} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 12 \cdot 99,023}{24 \cdot 31}} = 1,09 \text{ см,}$$

Где  $b'$  – расстояние между вертикальными рядами болтов,  
 $l_{пл}$  – длина фланца.

Принимаем толщину фланца 20мм.

Длины швов, прикрепляющих верхний пояс к фасонке:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N_{7-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 115,92}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 8,26 \text{ см, принимаем } 90 \text{ мм.}$$

$$l_w^{перо} = \frac{\alpha \cdot N_{7-8}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 115,92}{2 \cdot 0,4 \cdot 16,2 \cdot 1} + 2 = 4,68 \text{ см, принимаем } 50 \text{ мм.}$$

Прочность швов крепления фасонки к фланцу:

$$\tau_w = \frac{N}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{115,92 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 24} = 28,75 \text{ МПа} < R_{wf} = 180 \text{ МПа. Прочность}$$

обеспечена.

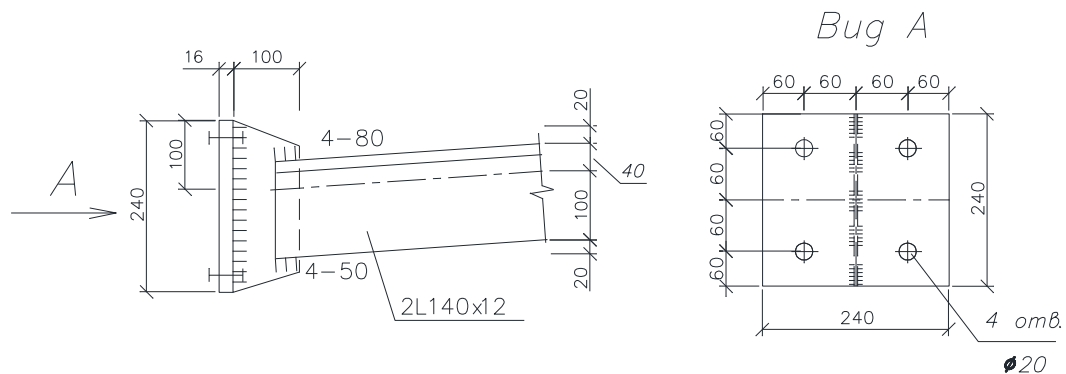


Рис.2.14 Верхний опорный узел фермы из парных уголков

#### 2.6.4.4 Расчет укрупненных монтажных стыков

Для удобства транспортировки конструкций ферму проектируем из двух отправочных элементов (полуферм), которые соединяются на площадке строительства с помощью укрупнительных стыков. Проектирование стыков выполняется так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

Монтажный стык двух отправочных марок ферм выполняется с помощью ручной электродуговой сварки электродами Э-42А по ГОСТ 9467-75\*. Расчетные сопротивления и коэффициенты сварного соединения при расчете на срез:

- по металлу шва  $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа}$

- по металлу границы сплавления:  $\beta_z \cdot R_{uz} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа.}$

Проверяем швы на срез:

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{uz}} = \frac{126}{166,5} = 0,76 < 1. \text{ Несущую способность швов принимаем из}$$

расчета по металлу шва.

## Расчет конькового узла

Расчетное усилие в стыке:

$$N_{cm} = 1,2 \cdot |N_{11-12}| = 1,2 \cdot |-650,054| = 780,065 \text{ кН.}$$

Ширина накладки:

$$b_n = 2 \cdot l_{yz} + t_{\phi} + 2 \cdot c = 2 \cdot 140 + 14 + 2 \cdot 18 = 330 \text{ мм.}$$

Толщина накладки:

$$t_H = \frac{N_n}{R_y \cdot b_n} = \frac{546,046}{31 \cdot 33} = 0,53 \text{ см, где } N_n = \alpha \cdot N_{cm} = 0,7 \cdot 780,065 = 546,046 \text{ кН}$$

Принимаем  $t_H = 14$  мм, не менее толщины фасонки.

Длина швов прикрепления накладки к полкам поясных уголков:

$$l_w = \frac{N_n}{k_f \cdot \beta_f R_{wf} \cdot \gamma_c} + a = \frac{546,046}{0,8 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} + 4 = 58,17 \text{ см. Принимаем два шва по 30 см.}$$

Длина швов для прикрепления верхнего пояса к фасонке:

$$l_w = \frac{\alpha \cdot N_{cm}}{2 \cdot k_f \cdot \beta_f R_{wf} \cdot \gamma_c} + a = \frac{0,3 \cdot 780,065}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 4 = 17,54 \text{ см. Конструктивно}$$

принимаем длину сварных швов 35 см.

Проверяем прочность верхнего монтажного узла на внецентренное

сжатие:

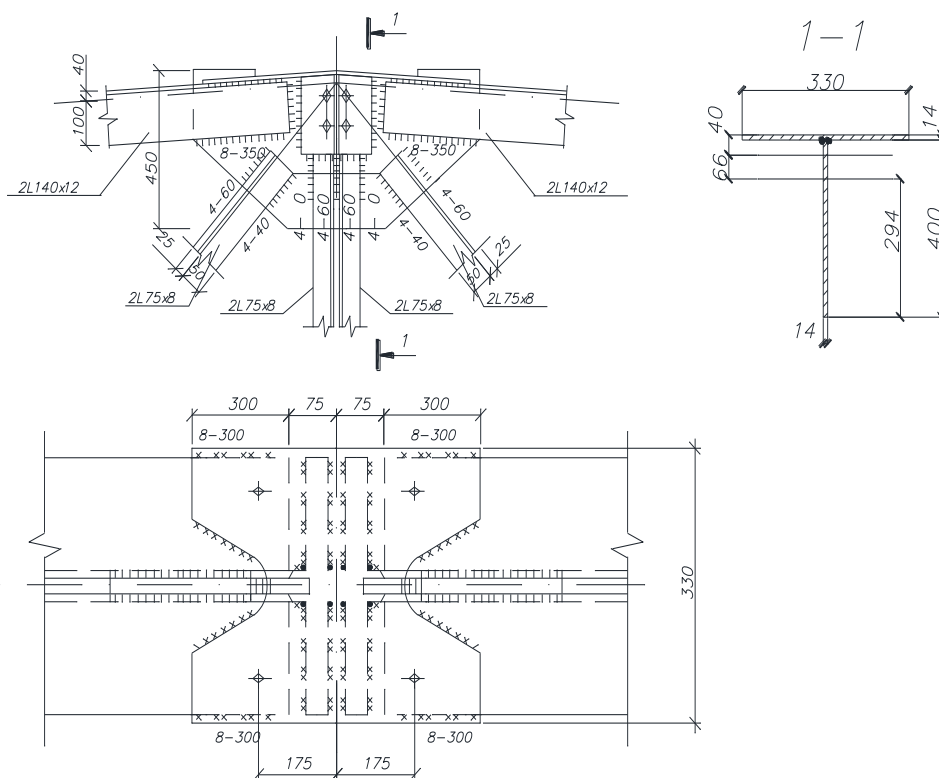


Рис.2.15 Монтажный стык верхнего пояса



геометрические характеристики сечения:

$$z_0 = \frac{S_0}{A} = \frac{40 \cdot 1,4 \cdot 20 + 33 \cdot 1,4 \cdot 40,7}{40 \cdot 1,4 + 33 \cdot 1,4} = 29,4 \text{ см},$$

$$I_x = \frac{1,4 \cdot 40^3}{12} + 1,4 \cdot 40 \cdot (29,4 - 20)^2 + \frac{33 \cdot 1,4^3}{12} + 33 \cdot 1,4 \cdot (40,7 - 29,4)^2 = 18321,7 \text{ см}^4,$$

$$W_{x,u} = \frac{18321,7}{41,4 - 29,4} = 1526,8 \text{ см}^3.$$

Эксцентриситет приложения силы  $e=400-294-40=66$  см.

Проверка прочности узла:

$$\frac{1,2 \cdot N_{11-12}}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{1,2 \cdot N_{11-12} \cdot e}{W_{x,u} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 650,054}{(40 \cdot 1,4 + 33 \cdot 1,4) \cdot 31 \cdot 1} + \frac{1,2 \cdot 650,054 \cdot 6,6}{1526,8 \cdot 31 \cdot 1} = 0,51 < 1$$

Прочность достаточна.

Принимаем высоту вертикальных накладок 280 мм, не менее

$$2 \cdot h_{yz} = 140 \cdot 2 = 280 \text{ мм}.$$

Требуемы катет угловых швов для присоединения вертикальных накладок к фасонке:

$$k_f = \frac{R_y \cdot t_\phi}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf}} = \frac{310 \cdot 1,4}{2 \cdot 0,7 \cdot 180} = 1,3 \text{ см}, \text{ принимаем } k_f = 14 \text{ мм}.$$

### Расчет монтажного стыка нижнего пояса

Расчетное усилие в стыке:

$$N_{cm} = 1,2 \cdot (N_{2-3} + N_{3-10} \cdot \cos \alpha) = 1,2 \cdot (1007,859 + 227,613 \cdot 0,69) = 1397,9 \text{ кН},$$

$$\text{где } \cos \alpha = \frac{d}{\sqrt{h_{оф}^2 + d^2}} = \frac{3}{\sqrt{3,15^2 + 3^2}} = 0,69$$

Усилие в листовой накладке:

$$N_n = \alpha \cdot N_{cm} = 0,7 \cdot 1397,9 = 978,53 \text{ кН}$$

Ширина накладки:

$$b_n = 2 \cdot l_{yz} + t_\phi + 2 \cdot c = 2 \cdot 125 + 14 + 2 \cdot 19 = 300 \text{ мм}.$$

Толщина накладки:

$$t_n = \frac{N_n}{R_y \cdot b_n} = \frac{978,53}{31 \cdot 30} = 1,05 \text{ см}. \text{ Принимаем } t_n = 14 \text{ мм, не менее толщины}$$

фасонки.

Длина швов прикрепления накладки к полкам уголков нижнего пояса:

$$l_w = \frac{N_n}{k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{978,53}{0,8 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} + 4 = 101,08 \text{ см}, \text{ принимаем два шва по } 30 \text{ см}$$

и два шва по 21 см.

Проверяем прочность монтажного узла на внецентренное растяжение.

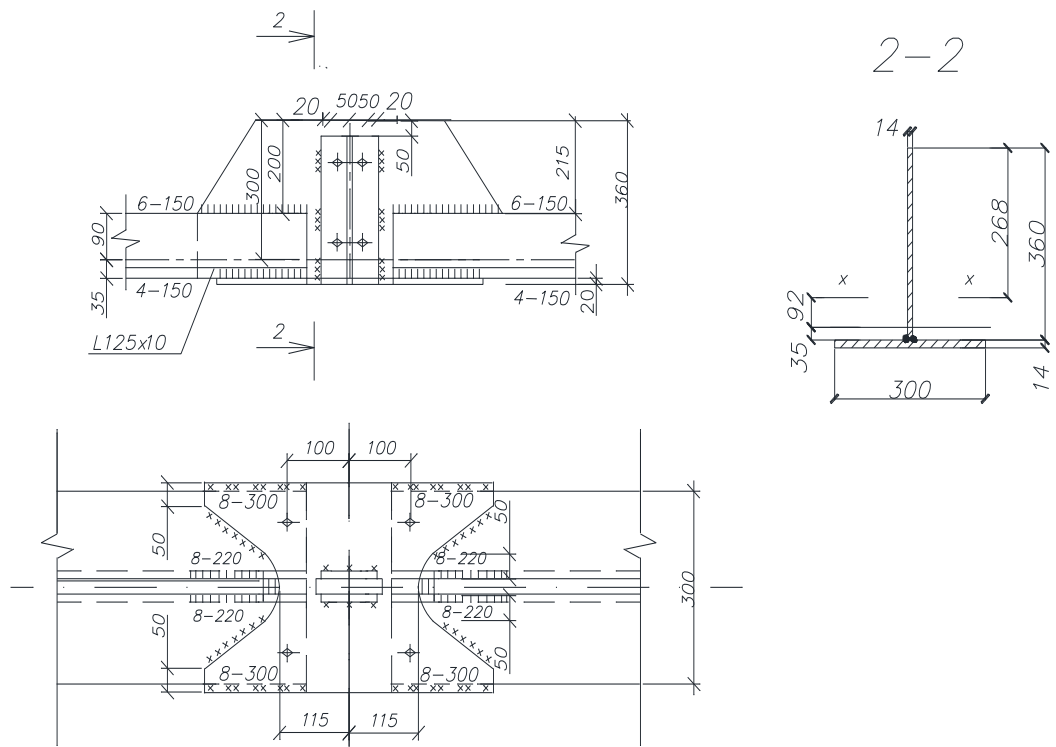


Рис. 2.16 Монтажный стык нижнего пояса

Геометрические характеристики сечения:

$$z_0 = \frac{S_0}{A} = \frac{36 \cdot 1,4 \cdot 18 + 30 \cdot 1,4 \cdot 37,4}{36 \cdot 1,4 + 30 \cdot 1,4} = 26,8 \text{ см},$$

$$I_x = \frac{1,4 \cdot 36^3}{12} + 1,4 \cdot 36 \cdot (26,8 - 18)^2 + \frac{30 \cdot 1,4^3}{12} + 30 \cdot 1,4 \cdot (37,4 - 26,8)^2 = 14072,156 \text{ см}^4,$$

$$W_{x,n} = \frac{14072,156}{36 + 1,4 - 26,8} = 1327,6 \text{ см}^3.$$

Эксцентриситет приложения силы  $e = 360 - 35 - 268 = 57 \text{ мм}$ .

Нормальная сила в сечении

$$N_n = N_{2-3} + N_{3-10} \cdot \sin \alpha = 1007,859 + 227,613 \cdot 0,69 = 1164,9 \text{ кН}$$

Проверка прочности нижнего монтажного узла:

$$\frac{1,2 \cdot N_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{1,2 \cdot N_n \cdot e}{W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1164,9}{(36 \cdot 1,4 + 30 \cdot 1,4) \cdot 31 \cdot 1} + \frac{1,2 \cdot 1164,9 \cdot 5,7}{1327,6 \cdot 31 \cdot 1} = 0,68 < 1.$$

Прочность достаточна.

Длина шва прикрепления нижнего пояса к фаске:

$$l_w = \frac{\alpha \cdot N_{cm}}{2 \cdot k_f \cdot \beta_z R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 1397,9}{2 \cdot 0,6 \cdot 1,05 \cdot 18 \cdot 1} + 4 = 22,5 \text{ см. Конструктивно принимаем}$$

длину сварных швов 30 см.

Принимаем высоту вертикальных накладок 250 мм, не менее

$$2 \cdot h_{yz} = 125 \cdot 2 = 250 \text{ мм.}$$

Требуемы катет угловых швов для присоединения вертикальных накладок к фасонке:

$$k_f = \frac{R_y \cdot t_\phi}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf}} = \frac{310 \cdot 1,4}{2 \cdot 0,7 \cdot 180} = 1,3 \text{ см, принимаем } k_f = 14 \text{ мм.}$$

**Раздел 3.**  
**Основания и фундаменты**

### 3.1. Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты

#### 3.1.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.

Площадка строительства находится в г.Пермь. Рельеф спокойный. Инженерно-геологические условия площадки строительства выданы консультантом по данному разделу.

Известно следующее напластование грунтов (сверху вниз):

слой 1 - почвенно-растительный слой (толщина слоя 0,8 м)

слой 2 – глина (толщина слоя – 4,3 м);

слой 3 – супесь (мощность пласта – 5 м);

слой 4 – песок средней крупности (вскрытая мощность слоя – 10 м);

Глубина промерзания грунтов - 1,6м.

Табл. 3.1 Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес $\gamma$ , кН/м	Природная влажность $\omega$ , %	Пределы пластичности и		Показатель текучести $I_L$	Число пластичности $I_p$	Коэффициент пористости $e$	Степень влажности $S_r$	Угол внутреннего трения $\phi$ , град.	Удельное сцепление $c$ , кПа	Модуль деформации $E$ , МПа
				$\omega_L$ %	$\omega_P$ %							
Растит.слой	0,7	15,0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Глина	4,3	17,8	35	46	25	21	0,48	1,04	0,9	6	9	7
Супесь	5,0	19,2	22	25	18	7	0,37	0,68	0,8	18	4	15
Песок ср.кр.	10	17,4	2	--	--	--	--	0,98	0,7	30	--	24

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, расчетом основания по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания нормативных нагрузок  $N_n$ ,  $M_n$ ,  $Q_n$  с коэффициентами надежности, равными единице, в соответствии с [1]. Проверка несущей способности существующего фундамента заключается в проверке условия:  $P \leq R$

где  $P$ - давление под подошвой фундамента,

$R$ - расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента.

Затем, определяем величину расчетной осадки, которую сопоставляем с предельно допустимой, для данного типа здания или сооружения:  $S < S_u$  где  $S$ - расчетная величина осадки, а  $S_u$ - предельно допускаемая осадка. Расчет осадки выполняем методом послойного суммирования.

### 3.2. Расчет фундамента мелкого заложения

Расчетная нагрузка на фундамент:  $N^p=1581,36$  кН,  $M^p=57,042$  кНм,  $Q^p=113,33$  кН.

Тогда нормативные нагрузки:

$$N^n = \frac{N^p}{1,15} = 1375,1 \text{ кН}; M^n = \frac{M^p}{1,15} = 503,51 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q^n = \frac{Q^p}{1,15} = 98,55 \text{ кН}.$$

#### 3.2.1. Определение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента определяются в результате расчета оснований по деформациям, который производится, исходя из условий:

$$P \leq R,$$

$$P_{\max} \leq 1,2 \cdot R,$$

$$S \leq S_u,$$

где  $P$  – среднее давление на грунт под подошвой фундамента;

$S$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

$S_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения;

$P_{\max}$  – максимальное краевое давление на грунт под подошвой фундамента.

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания фундамента.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициент условий работы грунтов, учитывающие особенности работы разных типов грунтов в основании фундаментов, определяется по СП50.101.2004 таблица 2.

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 1, если физико-механические характеристики грунтов определены непосредственными лабораторными испытаниями, коэффициент равен 1,1, если физико-механические характеристики грунтов определены по приложению СП50.101.2004 ;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта ( $\varphi$ ), залегающего в пределах одного метра под подошвой фундамента, если в пределах этой глубины располагается не один слой, то  $\varphi$  следует усреднить (СП табл.5.3);

$k_z$  – принимается равным 1, если ширина подошвы фундамента ( $b$ ), предполагается  $< 10$  м;

$\gamma_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного ниже подошвы фундамента в пределах глубины промерзания ( $\text{кН/м}^3$ );

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента в пределах промерзания;

$d_1$  – глубина заложения фундамента;

$d_B$  – глубина подвала ;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

$$d = d_1 + 0,8 = 1,6 + 0,8 = 2,4 \text{ м}$$

По конструктивным соображениям принимаем глубину заложения фундамента на отметке -2,500

Принимаем  $b=4,5$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,5 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,23 \text{ кПа}$$

Вес фундамента и грунта на его обрезах  $Q_{ф.зр} = A \cdot \gamma \cdot d$ ;

где  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$  – средний вес фундамента и грунта на его обрезах,

$$A = b \cdot l = 4,5 \cdot 4,8 = 21,6 \text{ м}^2; Q_{ф.зр} = 21,6 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1080 \text{ кН}.$$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр}}{A};$$

$$P = \frac{1375,1 + 1080}{21,6} = 113,66 \text{ кПа} > R = 112,23 \text{ кПа} - \text{условие не выполняется.}$$

$$A_{мп} = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр}}{R};$$

$$A_{мп} = \frac{1375,1 + 1080}{112,23} = 21,88;$$

$$A = 4,8 \cdot 4,8 = 23,04 \text{ м}^2;$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,8 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,87 \text{ кПа}$$

$$Q_{ф.зр} = 23,04 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1152 \text{ кН}.$$

$$P = \frac{1375,1 + 1152}{23,04} = 109,68 \text{ кПа} > R = 112,87 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.}$$

Принимаем фундамент  $A = 4,8 \cdot 4,8 = 23,04 \text{ м}^2$ ;

Разница между  $P$  и  $R$  должна быть не более 10%:

$$100\% - \frac{109,68}{112,87} \cdot 100\% = 2,83\% < 10\%$$

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента считаем для внецентренно нагруженного фундамента.

Считаем крайевые давления:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр}}{A} \pm \frac{M_0}{W};$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{4,8 \cdot 4,8^2}{6} = 18,432 \text{ м}^3$$

$$P_{\max} = 109,68 + \frac{503,51}{18,432} = 137 \text{ кПа} > 1,2R = 135,6 \text{ кПа} - \text{условие не выполняется}$$

Следовательно принимаем другие размеры фундамента:

$$A = 4,8 \cdot 5,1 = 24,48 \text{ м}^2;$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,8 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,87 \text{ кПа}$$

$$Q_{ф.зр} = 24,48 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1224 \text{ кН}.$$

$$P = \frac{1375,1 + 1224}{24,48} = 106,17 \text{ кПа} < R = 112,87 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.}$$

Принимаем фундамент  $A = 4,8 \cdot 5,1 = 24,48 \text{ м}^2$ ;

Разница между P и R должна быть не более 10%:

$$100\% - \frac{106,17}{112,87} \cdot 100\% = 5,9\% < 10\%$$

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента считаем для внецентренно нагруженного фундамента.

Считаем крайние давления:

$$P_{\max/\min} = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр}}{A} \pm \frac{M_0}{W};$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{4,8 \cdot 5,1^2}{6} = 20,81 \text{ м}^3$$

$$P_{\max} = 106,17 + \frac{503,51}{20,81} = 130,37 \text{ кПа} > 1,2R = 135,44 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 106,17 - \frac{503,51}{20,81} = 81,97 \text{ кПа} > 0$$

Окончательно принимаем фундамент с глубиной заложения 2,5 м и размерами 4,8x5,1 м.

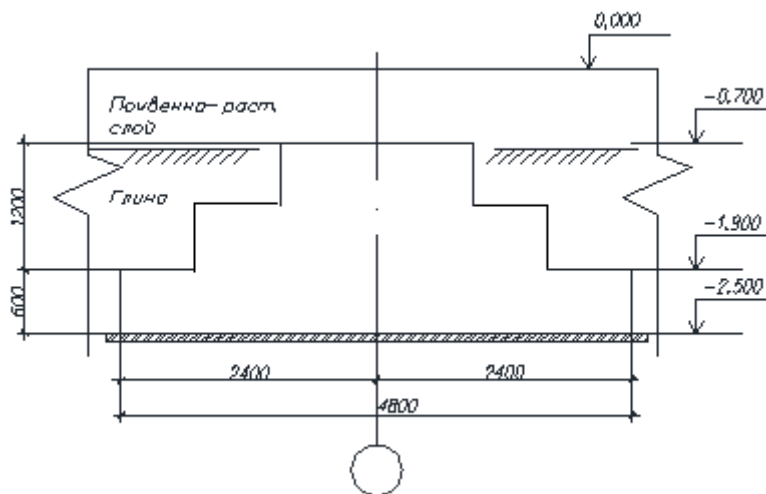


Рис.3.1 Расчетная схема фундамента под колонну

### 3.2.2. Определение осадки фундамента мелкого заложения

Расчёт осадки ведётся методом послойного суммирования с использованием расчётных схем грунтового основания в виде линейно-деформированного полупространства. Указанный расчёт будем проводить под максимально нагруженным участком.

Это допустимо, если среднее давление под подошвой не превышает расчётного сопротивления.



$$P \leq R$$

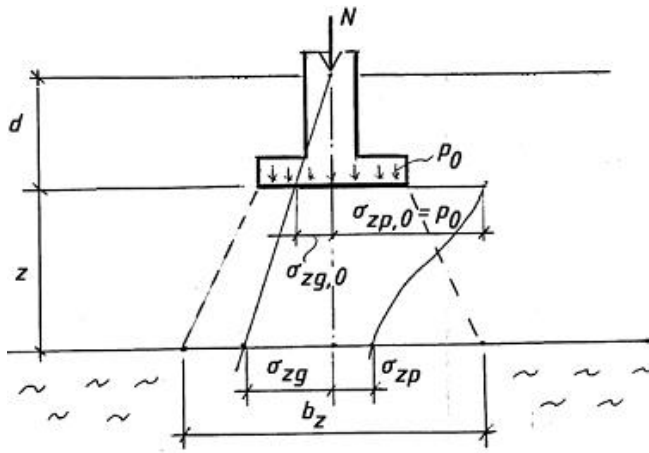


Рис.3.2 Схема давления в грунте к расчету методом послойного об суммирования

Расчёт деформации, т.е. осадки ведём для наиболее нагруженного фундамента. Расчёт ведётся с учётом среднего давления под подошвой фундамента.

$$P = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{130,37 + 81,97}{2} = 106,17 \text{ кПа}$$

Грунтовая толща разбивается на слои из условия.

$$h_i \leq 0,4b$$

$$h_i = 0,4 \cdot 4,8 = 1,92 \text{ м}$$

Определяем природное давление.

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{\parallel} h_i$$

Природное давление под подошвой фундамента составит:

$$\sigma_{zq_0} = 15 \cdot 0,8 + 17,8 \cdot 1,7 = 42,26 \text{ кПа}$$

Таблица 3.2 - Расчет осадки фундамента мелкого заложения

№	Z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, кПа	$h_i, \text{м}$
0	0	0	1	42,26	63,91	57,78	7000	1,92
1	1,92	0,8	0,808	76,44	51,64	48,03		
2	2,5	1,04	0,695	86,76	44,42	34,8		0,58
								1,92
3	4,42	1,84	0,394	123,62	25,18		15000	1,92

Определение дополнительного давления  $P_0$  в уровне подошвы фундамента.

$$P_0 = P - \sigma_{zp_0} = 106,17 - 42,26 = 63,91 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \text{ где } \alpha - \text{коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 СП}$$

«Основания зданий и сооружений».

Определяем природное давление в характерных точках.

$$\sigma_{zq_1} = \sigma_{zq_0} + h_1 \cdot \gamma_{II_1} = 42,26 + 1,92 \cdot 17,8 = 76,44 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq_2} = \sigma_{zq_1} + h_2 \cdot \gamma_{II_2} = 76,44 + 0,58 \cdot 17,8 = 86,76 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq_3} = \sigma_{zq_2} + h_3 \cdot \gamma_{II_3} = 86,76 + 1,92 \cdot 19,2 = 123,62 \text{ кПа}$$

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ) из условий:

$$- \text{если } E > 7 \text{ МПа, то } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$$

$$- \text{если } E \leq 7 \text{ МПа, то } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Следовательно, ограничиваемся точкой «3».

В пределах сжимаемой толщи осадка определяется методом послойного суммирования.

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i};$$

где  $\beta = 0,8$ ;  $\sigma_i$  – дополнительное давление в середине слоя.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{p_i} + \sigma_{p_{i+1}}}{2};$$

Тогда

$$S = 0,8 \left( \frac{57,78 \cdot 1,92 + 48,03 \cdot 0,58}{7} + \frac{34,8 \cdot 1,92}{15} \right) = 16,24 \text{ мм} \approx 17 \text{ мм}$$

Расчёт осадки сводится к проверке условия:

$$S < S_u$$

Где  $S_u$  – предельно допустимая осадка для зданий и сооружений (СП «основания зданий и сооружений», приложение Д), в зависимости от конструктивных особенностей надземной части.  $S_u = 100 \text{ мм}$

$$S = 21 \text{ мм} < S_u = 100 \text{ мм}$$

**Следовательно, условие выполняется.**

**Раздел 4.**  
**Научно-исследовательская работа**

## 4.1. Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты

### 4.1.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.

Площадка строительства находится в г.Пермь. Рельеф спокойный. Инженерно-геологические условия площадки строительства выданы консультантом по данному разделу.

Известно следующее напластование грунтов (сверху вниз):  
 слой 1 - почвенно-растительный слой (толщина слоя 0,8 м)  
 слой 2 – глина (толщина слоя – 4,3 м);  
 слой 3 – супесь (мощность пласта – 5 м);  
 слой 4 – песок средней крупности (вскрытая мощность слоя – 10 м);  
 Глубина промерзания грунтов - 1,6м.

Табл. 4.1 Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Природная влажность $\omega$ , %	Пределы пластичности		Показатель текучести $I_L$	Число пластичности $I_p$	Коэффициент пористости $e$	Степень влажности $S_w$	Угол внутреннего трения $\phi$ , град.	Удельное сцепление $c$ , кПа	Модуль деформации $E$ , МПа
				$\omega_l$ %	$\omega_p$ %							
Растительный слой	0,7	15,0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Глина	4,3	17,8	35	46	25	21	0,48	1,04	0,9	6	9	7
Супесь	5,0	19,2	22	25	18	7	0,37	0,68	0,8	18	4	15
Песок ср.кр.	10	17,4	2	--	--	--	--	0,98	0,7	30	--	24

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, расчетом основания по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания нормативных нагрузок  $N_n$ ,  $M_n$ ,  $Q_n$  с коэффициентами надежности, равными единице, в соответствии с [1]. Проверка несущей способности существующего фундамента заключается в проверке условия:  $P \leq R$

где  $P$ - давление под подошвой фундамента,

R- расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента.

Затем, определяем величину расчетной осадки, которую сопоставляем с предельно допустимой, для данного типа здания или сооружения:  $S < S_u$  где S- расчетная величина осадки, а  $S_u$ - предельно допускаемая осадка. Расчет осадки выполняем методом послойного суммирования.

## 4.2 Расчет свайного фундамента под колонну

### 4.2.1 Расчет количества свай в ростверке

Проектирование свайного фундамента заключается в подборе длины сваи, определении несущей способности, осадки, количества свай под колонны и шага свай под стены. Длину сваи разбиваем на участки.

Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю определяется по формуле:

$$N_{pd} = \frac{F_d}{\gamma_n}$$

Определение несущей способности забивной призматической сваи.

Примем сваю С10-30.

Несущая способность сваи (R) и сопротивления вдоль боковой поверхности ( $f_i$ ). Для того чтобы найти расчётные сопротивления грунта, необходимо знать длину сваи (l) и показатель текучести ( $I_t$ ). Принимаем f и R по табл. 7.1. и 7.2. СП 50-102-2003.

Несущую способность забивной и вдавливаемой свай (всех видов) рассчитывают по пункту 7.2.2. СП 50-102-2003.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы;

R – расчётное сопротивление грунта под остриём сваи, (кПа);

A – площадь опирания сваи на грунт ( $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ );

U – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи ( $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$ );

$f_i$  – расчетное сопротивление i-слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью (табл. 7.2);

$h_i$  – толщина i-слоя.

$\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  – к-ты условия работы под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающий способ погружения, влияющий на расчётное сопротивление грунта (табл. 7.3)

Требуется рассчитать свайный фундамент под стальную колонну.

Максимальная нагрузка по обрезу фундамента:

- при расчете по несущей способности:

$$N_1 = 1581,36 \text{ кН} .$$

Глубина заложения подошвы ростверка  $d_p$  по конструктивным соображениям принята равной – 1,7 м.

Выбираем тип свай. По геологическим условиям свая висячая.

В несущий слой нижний конец сваи рекомендуется заглублять не менее чем на один метр. Принимаем сваю длиной 10 м.

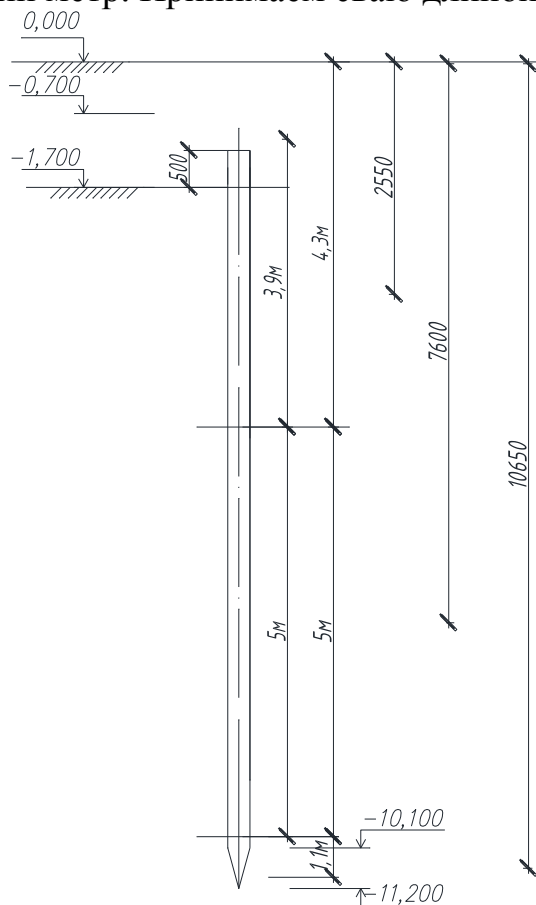


Рис.4.1 Расчетная схема сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

$$F_d = 1(1,1 \cdot 4096 \cdot 0,09 + 1,2(1,0 \cdot 19,56 \cdot 3,9 + 1,0 \cdot 35,9 \cdot 5 + 1,0 \cdot 65,91 \cdot 1,1)) = 799,45 \text{ кН}$$

$$N_{p0} = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{799,45}{1,4} = 571,04 \text{ кН}$$

$$n = \frac{N_I}{N_{p0}} \gamma_n = \frac{1581,36}{571,04} \cdot 1,2 = 3,32 \approx 4 \text{ шт.} \text{ Принимаем под колонну 4 сваи.}$$

Задаёмся минимальным расстоянием между сваями

$$c = 3 \cdot d = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$$

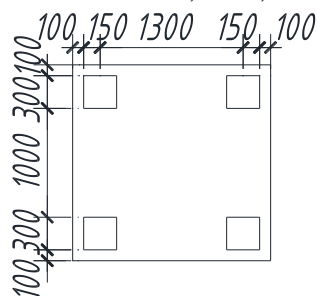


Рис.4.2 Размещение свай в ростверке

При расчёте шага свай под стены здания должно выполняться условие:  
 $3d \leq c \leq 6d$ ;  $0,9 \leq c \leq 1,8$

Это условие объясняется взаимовлиянием свай друг на друга, соответственно увеличиваем давления под подошвой и превышаем максимально допустимую осадку.

$$Q_{p-ка} = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 25 = 81 \text{кН};$$

$$Q_{св} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,0 \cdot 25 \cdot 4 \text{шт} = 90 \text{кН};$$

$$N_{\phi} = Q_{p-ка} + Q_{св} = 81 + 90 = 171 \text{кН}$$

$$N = \frac{N_I + N_{\phi}}{n} = \frac{1581,36 + 171}{4} = 438,09 \text{кН} < N_{po} = 547,82 \text{кН}$$

Условие выполняется.

#### 4.2.3 Расчет осадки свайного фундамента

Расчёт осадки свайного фундамента сводится к расчёту осадки условного фундамента так же как и для фундаментов мелкого заложения. Подошва условного фундамента проходит через нижнюю точку острия свай, а боковые грани через точку пересечения плоскости подошвы и линии, расположенной под углом  $\varphi_{cp} / 4$ , где среднее значение угла внутреннего трения грунтов, прорезанных сваями, определяется по формуле:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i};$$

где  $h_i$  – мощность  $i$ -слоя грунта, окружающего боковую поверхность свай.

$\varphi_i$  - расчётное значение углов внутреннего трения для отдельных слоёв

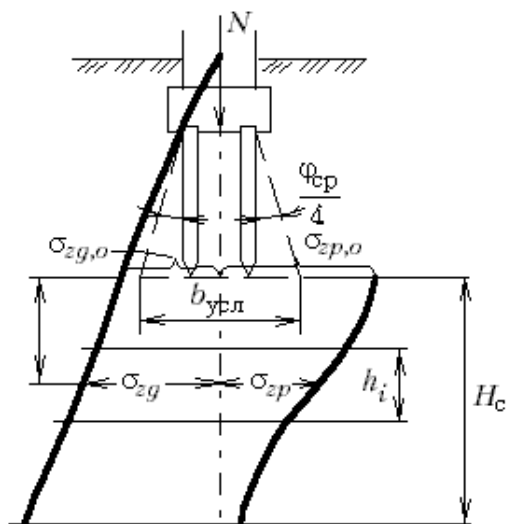


Рис.4.3 Схема давления в грунте к расчету методом послойного суммирования

$$\varphi_{cp} = \frac{6 \cdot 3,9 + 18 \cdot 5 + 30 \cdot 1,1}{3,9 + 5 + 1,1} = 14,64^\circ$$

$$x = h_{\phi} \cdot \text{tg} \alpha = 10 \cdot 0,064 = 0,64$$

где  $h_\phi$  – приведённая длина сваи =  $3,9+5+1,1 = 10\text{м}$ .

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\varphi_{cp}}{4} = \frac{14,64}{4} = 0,064$$

$$b_\phi = b + 2x = 1,8 + 2 \cdot 0,064 = 3,08$$

$$a_\phi = a + 2x = 1,8 + 2 \cdot 0,064 = 3,08$$

$$A_\phi = b_\phi \cdot a_\phi \approx 9,5\text{м}^2;$$

Вес условного фундамента  $N_{y,\phi} = A_{y,\phi} \cdot h_{y,\phi} \cdot \gamma_{cp}$

Дальнейший расчёт осадки свайного фундамента аналогичен расчёту фундаменту мелкого заложения.

Находи  $\gamma_{cp}$

$$\gamma_{cp} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{17,8 \cdot 3,9 + 19,2 \cdot 5 + 17,4 \cdot 1,1}{3,9 + 5,0 + 1,1} = 18,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

Находим среднее давление условного фундамента.

$$P = \frac{N_{II}}{A_\phi} + h_\phi \cdot \gamma_{cp} = \frac{1375,1}{9,5} + 10 \cdot 18,5 = 330\text{кПа}$$

Таким образом, требуется определить осадку условного фундамента с  $P = 330\text{кПа}$ .

Проверка подстилающего слоя.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,15 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18,5 + 5,59 \cdot 11,2 \cdot 17,4 + 7,95 \cdot 0) = 1880,2\text{кПа},$$

при  $\varphi = 30^\circ \Rightarrow M_\gamma = 1,15; M_q = 5,59; M_c = 7,95$ .

$P = 330\text{кПа} < R = 1880\text{кПа}$  – условие выполняется.

$$h_i \leq 0,4 \cdot b_\phi = 0,4 \cdot 3,08 = 1,23\text{м}$$

Определяем природное давление.

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{II} \cdot h_i$$

Природное давление под подошвой фундамента составит:

$$\sigma_{zq_0} = \gamma_{IIcp} \cdot h = 18,5 \cdot 11,2 = 207,2\text{кПа}$$

Таблица 4.2 - Расчет осадки свайного фундамента

№	Z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zq}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_i$ , кПа	E, кПа	$h_i$ , м
0	0	0	1	207,2	122,8	110,58	24000	1,23
1	1,23	0,799	0,801	228,6	98,36			76,81
2	2,46	1,597	0,450	250	55,26			

Определение дополнительного давления  $P_0$  в уровне подошвы фундамента.

$$P_0 = P - \sigma_{zp_0} = 330 - 207,2 = 122,8\text{кПа}$$

Дополнительное давление в характерных точках определяем по формуле:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \text{ где } \alpha \text{ – коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 СП}$$

«основания зданий и сооружений».



Определяем природное давление в характерных точках.

$$\sigma_{zq_1} = \sigma_{zq_0} + h_1 \cdot \gamma_{II_1} = 207,2 + 1,23 \cdot 17,4 = 228,6 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq_2} = \sigma_{zq_1} + h_2 \cdot \gamma_{II_2} = 228,6 + 1,23 \cdot 17,4 = 250 \text{ кПа}$$

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ) из условий:

- если  $E > 7 \text{ МПа}$ , то  $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$

- если  $E \leq 7 \text{ МПа}$ , то  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$

Следовательно, ограничиваемся точкой «1».

В пределах сжимаемой толщи осадка определяется методом послойного суммирования.

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_i h_i}{E_i};$$

где  $\beta = 0,8$ ;  $\sigma_i$  – дополнительное давление в середине слоя.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{p_i} + \sigma_{p_{i+1}}}{2};$$

Тогда

$$S = 0,8 \left( \frac{110,58 \cdot 1,23}{24000} \right) = 0,0045 \text{ м} \approx 4,5 \text{ мм}$$

Расчёт осадки сводится к проверке условия:

$$S < S_u$$

Где  $S_u$  – предельно допустимая осадка для зданий и сооружений (СП «основания зданий и сооружений», приложение Д), в зависимости от конструктивных особенностей надземной части.  $S_u = 100 \text{ мм}$

$$S = 4,5 \text{ мм} < S_u = 100 \text{ мм}$$

**Следовательно, условие выполняется.**

### 4.3. Расчет фундамента мелко заложения

Расчетная нагрузка на фундамент:  $N^p = 1581,36 \text{ кН}$ ,  $M^p = 57,042 \text{ кНм}$ ,  $Q^p = 113,33 \text{ кН}$ .

Тогда нормативные нагрузки:

$$N^u = \frac{N^p}{1,15} = 1375,1 \text{ кН}; M^u = \frac{M^p}{1,15} = 503,51 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q^u = \frac{Q^p}{1,15} = 98,55 \text{ кН}.$$

#### 4.3.1. Определение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента определяются в результате расчета оснований по деформациям, который производится, исходя из условий:

$$P \leq R,$$

$$P_{\max} \leq 1,2 \cdot R,$$

$$S \leq S_u,$$

где  $P$  – среднее давление на грунт под подошвой фундамента;

$S$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

$S_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения;

$P_{\max}$  – максимальное краевое давление на грунт под подошвой фундамента.

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания фундамента.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_B \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициент условий работы грунтов, учитывающие особенности работы разных типов грунтов в основании фундаментов, определяется по СП50.101.2004 таблица 2.

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 1, если физико-механические характеристики грунтов определены непосредственными лабораторными испытаниями, коэффициент равен 1,1, если физико-механические характеристики грунтов определены по приложению СП50.101.2004 ;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта ( $\varphi$ ), залегающего в пределах одного метра под подошвой фундамента, если в пределах этой глубины располагается не один слой, то  $\varphi$  следует усреднить (СП табл.5.3);

$k_z$  – принимается равным 1, если ширина подошвы фундамента ( $b$ ), предполагается  $< 10$  м;

$\gamma_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного ниже подошвы фундамента в пределах глубины промерзания ( $\text{кН/м}^3$ );

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента в пределах промерзания;

$d_1$  – глубина заложения фундамента;

$d_B$  – глубина подвала ;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

$$d = d_1 + 0,8 = 1,6 + 0,8 = 2,4 \text{ м}$$

По конструктивным соображениям принимаем глубину заложения фундамента на отметке -2,500

Принимаем  $b=4,5$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,5 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,23 \text{ кПа}$$

Вес фундамента и грунта на его обрезах  $Q_{\phi.эп} = A \cdot \gamma \cdot d$  ;

где  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$  – средний вес фундамента и грунта на его обрезах,

$$A = b \cdot l = 4,5 \cdot 4,8 = 21,6 \text{ м}^2; Q_{\phi.эп} = 21,6 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1080 \text{ кН}.$$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{\phi.эп}}{A};$$

$$P = \frac{1375,1 + 1080}{21,6} = 113,66 \text{ кПа} > R = 112,23 \text{ кПа} - \text{условие не выполняется.}$$

$$A_{mp} = \frac{N_{II} + Q_{\phi.эп}}{R};$$

$$A_{mp} = \frac{1375,1 + 1080}{112,23} = 21,88;$$

$$A = 4,8 \cdot 4,8 = 23,04 \text{ м}^2;$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,8 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,87 \text{ кПа}$$

$$Q_{\text{ф.зр}} = 23,04 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1152 \text{ кН.}$$

$$P = \frac{1375,1 + 1152}{23,04} = 109,68 \text{ кПа} > R = 112,87 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.}$$

$$\text{Принимаем фундамент } A = 4,8 \cdot 4,8 = 23,04 \text{ м}^2;$$

Разница между Р и R должна быть не более 10%:

$$100\% - \frac{109,68}{112,87} \cdot 100\% = 2,83\% < 10\%$$

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента считаем для внецентренно нагруженного фундамента.

Считаем крайевые давления:

$$P_{\text{max}}^{\text{min}} = \frac{N_{II} + Q_{\text{ф.зр}}}{A} \pm \frac{M_0}{W};$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{4,8 \cdot 4,8^2}{6} = 18,432 \text{ м}^3$$

$$P_{\text{max}} = 109,68 + \frac{503,51}{18,432} = 137 \text{ кПа} > 1,2R = 135,6 \text{ кПа} - \text{условие не выполняется}$$

Следовательно принимаем другие размеры фундамента:

$$A = 4,8 \cdot 5,1 = 24,48 \text{ м}^2;$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} \cdot [0,1 \cdot 1 \cdot 4,8 \cdot 17,8 + 1,39 \cdot 2,5 \cdot 15 + 3,71 \cdot 9] = 112,87 \text{ кПа}$$

$$Q_{\text{ф.зр}} = 24,48 \cdot 20 \cdot 2,5 = 1224 \text{ кН.}$$

$$P = \frac{1375,1 + 1224}{24,48} = 106,17 \text{ кПа} < R = 112,87 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.}$$

$$\text{Принимаем фундамент } A = 4,8 \cdot 5,1 = 24,48 \text{ м}^2;$$

Разница между Р и R должна быть не более 10%:

$$100\% - \frac{106,17}{112,87} \cdot 100\% = 5,9\% < 10\%$$

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента считаем для внецентренно нагруженного фундамента.

Считаем крайевые давления:

$$P_{\text{max}}^{\text{min}} = \frac{N_{II} + Q_{\text{ф.зр}}}{A} \pm \frac{M_0}{W};$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{4,8 \cdot 5,1^2}{6} = 20,81 \text{ м}^3$$

$$P_{\text{max}} = 106,17 + \frac{503,51}{20,81} = 130,37 \text{ кПа} > 1,2R = 135,44 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = 106,17 - \frac{503,51}{20,81} = 81,97 \text{ кПа} > 0$$

Окончательно принимаем фундамент с глубиной заложения 2,5 м и размерами 4,8x5,1 м.

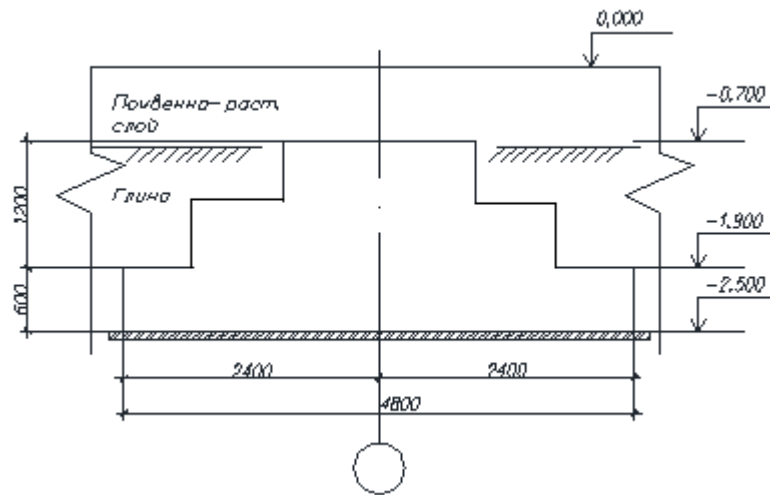


Рис.4.4 Расчетная схема фундамента под колонну

### 4.3.2. Определение осадки фундамента мелкого заложения

Расчёт осадки ведётся методом послойного суммирования с использованием расчётных схем грунтового основания в виде линейно-деформированного полупространства. Указанный расчёт будем проводить под максимально нагруженным участком .

Это допустимо, если среднее давление под подошвой не превышает расчётного сопротивления.

$$P \leq R$$

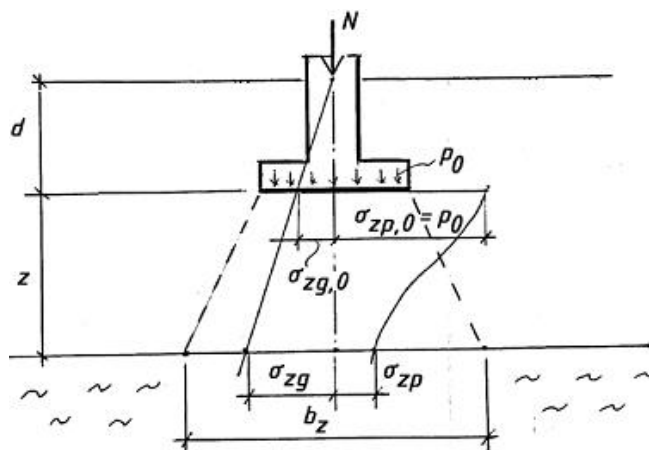


Рис.4.5 Схема давления в грунте к расчету методом послойного суммирования

Расчёт деформации, т.е. осадки ведём для наиболее нагруженного фундамента. Расчёт ведётся с учётом среднего давления под подошвой фундамента.

$$P = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{130,37 + 81,97}{2} = 106,17 \text{ кПа}$$

Грунтовая толща разбивается на слои из условия.

$$h_i \leq 0,4b$$

$$h_i = 0,4 \cdot 4,8 = 1,92 \text{ м}$$

Определяем природное давление.

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{ii} h_i$$

Природное давление под подошвой фундамента составит:

$$\sigma_{zq_0} = 15 \cdot 0,8 + 17,8 \cdot 1,7 = 42,26 \text{ кПа}$$

Таблица 4.3 - Расчет осадки фундамента мелкого заложения

№	Z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zq}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_i$ , кПа	E, кПа	$h_i$ , м
0	0	0	1	42,26	63,91	57,78	7000	1,92
1	1,92	0,8	0,808	76,44	51,64			
2	2,5	1,04	0,695	86,76	61,67	43,43		0,58
								1,92
3	4,42	1,84	0,394	123,62	25,18		15000	1,92

Определение дополнительного давления  $P_0$  в уровне подошвы фундамента.

$$P_0 = P - \sigma_{zq_0} = 106,17 - 42,26 = 63,91 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \text{ где } \alpha - \text{коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 СП}$$

«Основания зданий и сооружений».

Определяем природное давление в характерных точках.

$$\sigma_{zq_1} = \sigma_{zq_0} + h_1 \cdot \gamma_{ii} = 42,26 + 1,92 \cdot 17,8 = 76,44 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq_2} = \sigma_{zq_1} + h_2 \cdot \gamma_{ii} = 76,44 + 0,58 \cdot 17,8 = 86,76 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq_3} = \sigma_{zq_2} + h_3 \cdot \gamma_{ii} = 86,76 + 1,92 \cdot 19,2 = 113,62 \text{ кПа}$$

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ) из условий:

$$\text{- если } E > 7 \text{ МПа, то } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$$

$$\text{- если } E \leq 7 \text{ МПа, то } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Следовательно, ограничиваемся точкой «3».

В пределах сжимаемой толщи осадка определяется методом послойного суммирования.

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_i h_i}{E_i};$$

где  $\beta = 0,8$ ;  $\sigma_i$  – дополнительное давление в середине слоя.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{p_i} + \sigma_{p_{i+1}}}{2};$$

Тогда

$$S = 0,8 \left( \frac{57,78 \cdot 1,92 + 56,66 \cdot 0,58}{7} + \frac{43,43 \cdot 1,92}{15} \right) = 20,88 \text{ мм} \approx 21 \text{ мм}$$

Расчёт осадки сводится к проверке условия:

$$S < S_u$$

Где  $S_u$  – предельно допустимая осадка для зданий и сооружений (СП «основания зданий и сооружений», приложение Д), в зависимости от конструктивных особенностей надземной части.  $S_u = 100 \text{ мм}$

$$S = 21 \text{ мм} < S_u = 100 \text{ мм}$$

**Следовательно, условие выполняется.**

### 3.4 Техничко – экономическое сравнение фундаментов

Критерием сравнительной экономической эффективности проектных решений является минимум приведенных затрат, которые определяются с учетом себестоимости работ, капитальных вложений в базу строительства, трудоемкости, продолжительности возведения фундаментов и расхода материалов.

Таблица 4.4 - Ведомость подсчета объема работ

№ п/п	Наименование работ	Ед.изм	Кол-во	Стоимость единицы	Всего млн.
Фундаменты мелкого заложения					
1	Отрывка котлована	м <sup>3</sup>	8100	250	2,025
2	Устройство монолитных фундаментов под колонны	м <sup>3</sup>	192,52	14000	2,68
	Итого				4,68
Фундаменты из призматических свай					
1	Отрывка котлована	м <sup>3</sup>	5508	250	1,38
2	Устройство свайных фундаментов из призматических забивных свай 300х300	м <sup>3</sup>	136,8	15000	2,05
3	Устройство монолитных ростверков под колонны	м <sup>3</sup>	123,12	14000	1,72
	Итого				5,15

**Вывод:** Вариант фундамента мелкого заложения при данных грунтовых условиях по стоимости дешевле свайного фундамента. Принимаем за оптимальное решение вариант фундамента мелкого заложения, который и рекомендуется к производству работ.

**Раздел 5**  
**Технология и организация строительства**

## **5.1 Обоснование проектных решений**

### **5.1.1. Характеристика объемно – планировочного решения здания**

Проект производства работ разработан на монтаж стального каркаса одноэтажного промышленного здания пролетом 30м с сеткой колонн 30×6м, с шагом колонн в продольном направлении 6м, при высоте до низа стропильных конструкций 19,8м.

### **5.1.2 Определение объемов строительно-монтажных работ**

Номенклатура и объемы работ определяются по компоновочным чертежам объекта в единицах измерения, принятых в сборниках Государственных элементных сметных норм (ГЭСН). При этом необходимо учитывать не только основные процессы по установке конструктивных элементов в проектное положение, но и процессы, сопутствующие им: электросварка швов, заделка монтажных стыков, выгрузка и складирование и т.д.

Ведомость требуемых ресурсов (ведомость укрупненной номенклатуры работ) приведена в приложении 1.



### 5.1.3 Выбор средств подмащивания инвентаря, монтажных приспособлений и оснастки

С целью организации рабочих мест при установке и закреплении элементов в проектное положение на высоте при возведении промышленного здания необходимо выбрать средства подмащивания (леса, подмости, лестницы, монтажные площадки).

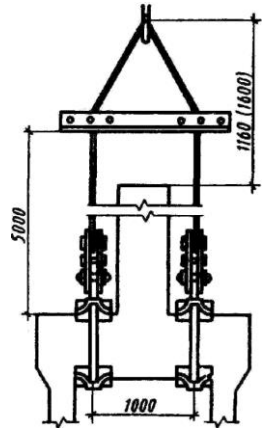
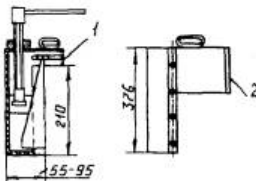
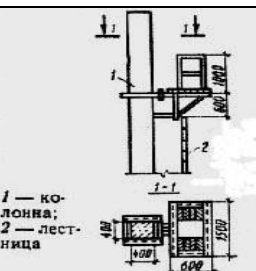

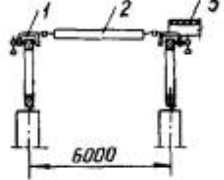
Для подъема, перемещения и установки конструкций используется такелажное оборудование. Оно включает: стропы, траверсы, захваты.

Временное закрепление и выверка монтируемых элементов производится с помощью монтажных приспособлений. К ним относятся клинья, клиновые вкладыши, фиксаторы и кондукторы, расчалки, подкосы и распорки.

Грузозахватные и монтажные приспособления необходимо выбирать с учетом массы и геометрических размеров монтируемых элементов. Выбор оформляется в виде таблицы 5.2.

Таблица 5.2 - Ведомость средств подмащивания, грузозахватных приспособлений, инвентаря

Наименование	Эскиз	Кол-во	Грузоподъемность, т	Масса приспособления, т	Расч. высота строповки, м.	Назначение
1	2	3	4	5	6	7
1. Траверса, ПИ Промстальконструкция, 15946Р-11		1	25	1,75	3,6	Установка стропильных ферм и балок пролетом 24 и 30м.
2. Траверса, ПК Главстальконструкция, 185		1	6	0,39	2,8	Установка подкрановых балок длиной 6м.
3. Траверса, ПИ Промстальконструкция, 2006-78		1		0,53	1,6	Укладка плит покрытия размером 3х6м.
4. Строп двухветвевой, ГОСТ 19144-73		1	2,5	0,01	2	Установка панелей стен и перегородок длиной 6м.

1	2	3	4	5	6	7
5.Траверса, ПИ Промстальконс струкция, 20527М-13		1	16	0,24	1	Установка двухветвевых колонн. Расстроповка производится с земли
6. Комплект приспособлени й и инструмента в составе: 1- вкладыш клиновой инвентарный; 2-ограждение.		1	-	0,725	-	Выверка и временное закрепление колонн массой до 24 т Проектная часть ЦНИИОМТП 323-2.00.000
7. Навесная площадка с подвесной лестницей, ПК Главстальконст струкция, 229		2	-	0,12	-	Обеспечение рабочего места на высоте
8. Расчалка, ПИ Промстальконс струкция, 2008- 09		4	-	0,1	-	Временное крепление колонн, ферм, балок
9. Инвентарная распорка: 1- струбцина; 2- распорка; 3- плита.		1	-	0,063	-	Временное крепление стропильных ферм при шаге 6 м. ВНИПИ Промстальконс струкция 4234Р-44

1	2	3	4	5	6	7
10. Приставная лестница с площадкой ПК. Главконструкция, 220		2	-	0,11	-	Обеспечение рабочего места на высоте
11. Временное ограждение ПИ, Промстальконструкция, 4570Р-2		72	-	-	-	Обеспечение рабочего места на высоте

### 5.1.4 Выбор монтажного крана

Выбор монтажного крана осуществляется по следующим техническим параметрам: грузоподъемности  $Q_{кр}^{mp}$  (масса элемента с учетом массы грузоподъемного приспособления), высоте подъема крюка  $H_{кр}^{mp}$ , вылету крюка  $L_{кр}^{mp}$ , длине стрелы  $l_{кр}^{mp}$ .

Требуемую высоту подъема крюка при установке конструкций в проектное положение определяют по формуле:

$$H_{кр}^{mp} = h_0 + h_3 + h_3 + h_c,$$

где  $h_0$  - высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

$h_3$  - запас по высоте между опорой и низом монтируемого элемента (0,5-2 м), принимаемый из условия безопасного производства работ, м;

$h_3$  - высота монтируемого элемента, м;

$h_c$  - расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до центра крюка крана, м.

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы определяются по формуле:

$$H_{стр}^{mp} = H_{кр}^{mp} + h_n, \text{ либо } H_{стр}^{mp} = h_0 + h_3 + h_3 + h_c + h_n,$$

где  $h_n$  - высота полиспаста в стянутом состоянии (1,5 – 2,5м).

Требуемый вылет крюка и длина стрелы могут быть определены графическим или расчетным путем.

Для определения вылета крюка и длины стрелы графически (см. рис.1, а) в принятом масштабе вычерчивают контуры монтируемого здания. Проводят ось стрелы крана и ось положения монтируемых элементов. Ось стрелы крана должна пройти через две точки:

А – расположенную на расстоянии 1,5 м от крайней точки ранее смонтированного элемента;

В – расположенную на высоте блока стрелы крана.

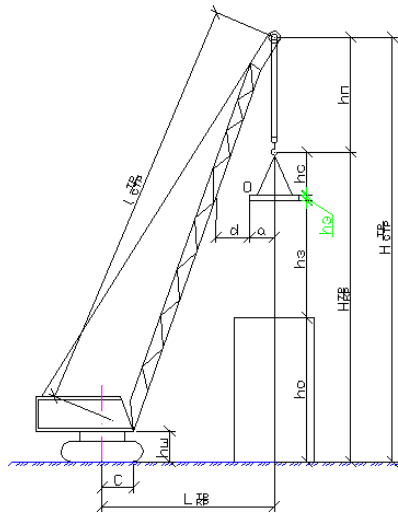


Рис.5.1 - Схемы определения требуемых параметров стрелового крана без гуська

На высоте шарнира пяты стрелы крана вычерчивают линию NN (для предварительных расчетов  $h_{ш} = 1,5 - 2$  м).

Ось стрелы доводят до линии NN и от точки пересечения K откладывают вправо отрезок  $b$ , равный расстоянию от оси шарнира пяты стрелы до оси вращения крана (принимают  $b = 1,5$  м). Измеряют отрезок BK, который равен требуемой длине стрелы крана  $l_{кр}$ . Требуемый вылет крюка крана  $L_{кр}^{тр}$  измеряется по рисунку от оси установки соответствующего элемента до оси вращения крана, точка K'.

При выборе крана с гуськом (см. рис .1) вправо от точки B откладывают длину гуська, а ось проводят от конца гуська через точки A и K. Дальнейшее графическое определение требуемого вылета крюка и длины стрелы производится так же, как и для стрелы без гуська.

Требуемый вылет крюка крана, оснащенного монтажной стрелой, определяют по формуле:

$$L_{кр}^{мп} = \frac{(a + d')(H_{стр}^{мп} - h_{ш})}{h_n + h_c} + c,$$

Где  $a$  – расстояние от центра строповки поднимаемого элемента до точки O1 ближе всего расположенной к стреле крана, м;

$d'$  - расстояние от стрелы крана до точки O1, включая зазор между элементом и стрелой (принимается не менее 0,5 м), м;

$h_{ш}$  - высота шарнира пяты стрелы от уровня стоянки крана (принимается 1,0-2,0м);

$c$  - расстояние от оси вращения крана до оси шарнира пяты стрелы (принимается 1,0-2,0 м).

Требуемую грузоподъемность определяют по формуле:

$$Q_{стр}^{мп} = P_k^n + P_0^n,$$

где  $P_k^n$  - масса монтируемого конструктивного элемента, т

$P_0^n$  -масса установленной на нем оснастки, т.

Требуемую длину стрелы крана определяют по формуле:

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(L_{кр}^{mp} - c)^2 + (H_{стр}^{mp} - h_{ш})^2},$$

Окончательный выбор типа и марки монтажного крана должен осуществляться на основе сравнительной оценки рассматриваемых 2-3 вариантов механизации монтажных работ.

Выполняем подсчет параметров для подбора крана:

1) Колонна

$$H_{кр}^{mp} = 0 + 1,0 + 19,8 + 1 = 21,8 м \quad H_{стр}^{mp} = 21,8 + 2 = 23,8 м$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,5 + 1) \cdot (21,8 - 2)}{2 + 1} + 2 = 11,9 м$$

$$Q_{стр}^{mp} = 3,4 + 0,24 = 3,64 т$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(11,9 - 2)^2 + (23,88 - 2)^2} = 27,71 м$$

2) подкрановая балка

$$H_{кр}^{mp} = 14,25 + 1,0 + 1,0 + 2,8 = 19,05 м \quad H_{стр}^{mp} = 19,05 + 2 = 21,05 м$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,3 + 1) \cdot (21,05 - 2)}{2 + 1,0} + 2 = 10,26 м$$

$$Q_{стр}^{mp} = 4,15 + 0,39 = 4,54 т$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(10,26 - 2)^2 + (21,05 - 2)^2} = 20,76 м$$

3) стропильная ферма

$$H_{кр}^{mp} = 19,8 + 1,0 + 3,15 + 3,6 = 27,55 м \quad H_{стр}^{mp} = 27,55 + 2 = 29,55 м$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,165 + 1) \cdot (29,55 - 2)}{2 + 3,6} + 2 = 7,73 м$$

$$Q_{стр}^{mp} = 2,16 + 1,75 = 3,91 т$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(7,73 - 2)^2 + (29,55 - 2)^2} = 28,14 м$$

4) плита покрытия

$$H_{кр}^{mp} = 22,95 + 1,0 + 0,3 + 1,6 = 25,85 м \quad H_{стр}^{mp} = 25,85 + 2 = 27,85 м$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,15 + 1) \cdot (27,85 - 2)}{2 + 1,6} + 2 = 10,26 м$$

$$Q_{стр}^{mp} = 2,65 + 0,53 = 3,18 т$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(10,26 - 2)^2 + (27,85 - 2)^2} = 27,14 м$$

5) стеновая панель

$$H_{кр}^{mp} = 21,6 + 1,0 + 1,8 + 2 = 26,4 м \quad H_{стр}^{mp} = 26,4 + 2 = 28,4 м$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,06 + 1) \cdot (28,4 - 2)}{2 + 2} + 2 = 9 м$$

$$Q_{стр}^{mp} = 0,023 + 0,01 = 0,033 т$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(9 - 2)^2 + (28,4 - 2)^2} = 27,31 м$$

Таблица 5.3 - Параметры для выбора монтажного крана

Наименование и марка конструкции	$Q_{кр}^{mp}, т$	$H_{кр}^{mp}, м$	$L_{кр}^{mp}, м$	$l, м$
1. Колонна	3,64	23,8	11,9	27,71
2. Стропильная ферма	3,91	29,55	7,73	28,14
3. Подкрановая балка	4,54	21,05	10,26	20,76
4. Плита покрытия	3,18	27,85	10,26	27,14
5. Стеновая панель	0,033	28,4	9	27,31

Исходя из вычисленных параметров подбираем кран ДЭК-321 с основной стрелой 14м и вставкой 5 и 8,75м

Гусеничный кран ДЭК-321 (32 тонны)



Макс. грузоподъемность: 32 тн  
 Макс. грузовой момент: 128 тн·м  
 Макс. высота подъема: 47,2 м  
 Макс. вылет: 33 м  
 Основная стрела: 14 м  
 Макс. длина стрелы: 32,75 м  
 — вставки: 8,75 м  
 Масса (с основной стрелой): 45 тн

ДЭК-321: основной подъем (основная стрела + вставка)

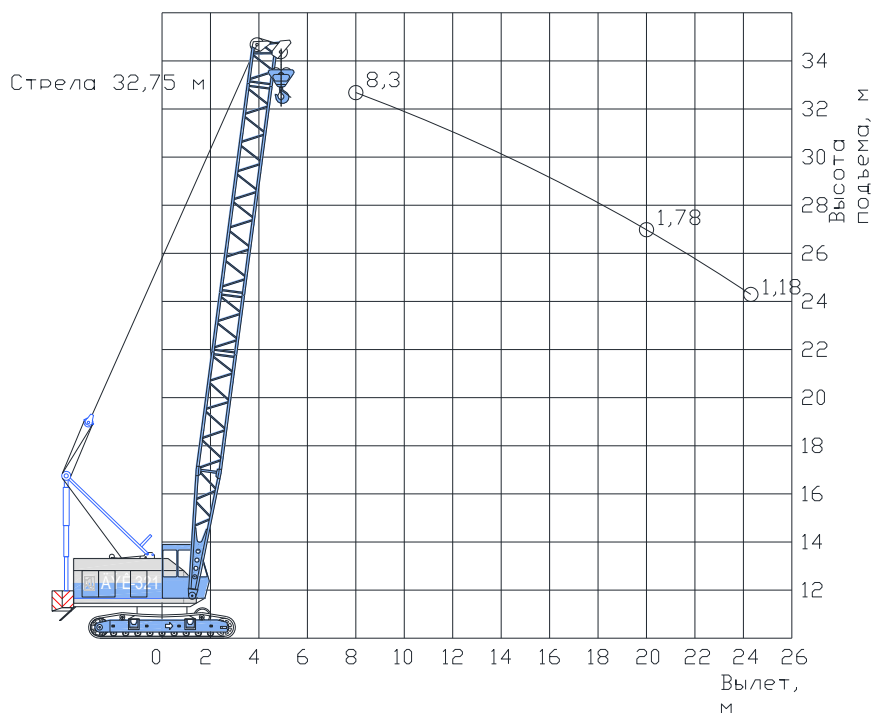


Рис.5.2 - Характеристика крана ДЭК-321 со стрелой 32,75м без гуська.

### 5.1.5 Выбор транспортных средств

Транспортные средства для перевозки строительных материалов и конструкций с заводов стройиндустрии или баз управлений производственно-технической комплектации (УПТК) на строительную площадку выбираются по [6] с учетом их назначения, грузоподъемности и веса строительных грузов. Расстояние транспортирования устанавливается заданием на курсовое проектирование.

Количество транспортных средств для доставки на стройплощадку материалов и конструкций рассчитывается в реальном ППР для всех видов строительных грузов. В учебном курсовом проекте - только для доставки 2-3 видов по согласованию с руководителем проектирования.

Перевозку материальных ресурсов на строительный объект производят на автомашинах без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на стройплощадке (заводе, складе). График движения машин должен быть увязан с графиком монтажных и других соответствующих видов работ. Конструкции и материалы разгружают на приобъектном складе, непосредственно у мест монтажа или используют в дело «с колес».

Таблица 5.4 - Ведомость потребности в автотранспорте

Наименование и марка элемента	Наименование и тип транспорта	Грузоподъемность, т	Количество перевозимых элементов за один рейс	Количество единиц автотранспорта
1	2	3	4	5
1. Колонны	Универсальный полуприцеп ЦП: ПЛ1212(УПР1212)	12	3	1
2. Балка подкрановая	Универсальный полуприцеп ЦП: ПЛ1212(УПР1212)	24	5	1
3. Стропильная ферма	Универсальный полуприцеп ЦП: ПЛ1212(УПР1212)	12	5	1
4. Плита покрытия	Полуприцеп ОдАЗ-885В МАЗ-5245 Полуприцеп плитовоз ЦП: Пл0906(ПЛ0906)	7,5	2	1
5. Стеновые панели	Полуприцеп-панелевоз ЦП: ПП1207(УПП1207)	12	422	1

## 5.2 Разработка проекта производства работ

### 5.2.1 Указания по подготовке объекта

В соответствии со СП 48.13330.2011. Организация строительства.

Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 и СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция [СНиП 3.03.01-87](#). Здание возводится поточными методами при комплексной механизации транспорта, погрузочно-разгрузочных работ и использованием эффективного монтажного оборудования и инструмента.

Перед началом строительства необходимо выполнить:

1) Участники строительства (юридические лица) своими распорядительными документами (приказами) назначают персонально ответственных за строительство должностных лиц:

2) Лицо, осуществляющее строительство, в соответствии с действующим законодательством должно иметь выданные саморегулируемой организацией свидетельства о допуске к видам работ, которые оказывают влияние на безопасность возводимого здания или сооружения.

3) При осуществлении строительства на основании договора застройщик (заказчик) передает лицу, осуществляющему строительство, утвержденную им проектную документацию, а также рабочую документацию на весь объект или на определенные этапы работ в двух экземплярах на электронном и бумажном носителях. Проектная и рабочая документация должна быть допущена к производству работ застройщиком (заказчиком) с подписью ответственного лица путем простановки штампа на каждом листе. Состав и содержание разделов проектной документации (включая проект организации строительства), передаваемой лицу, осуществляющему строительство, должны соответствовать требованиям, установленным Правительством Российской Федерации. Передаваемая проектная документация должна содержать заверение проектировщика о том, что эта документация разработана в соответствии с заданием на проектирование и требованиями [Федерального закона от 30 декабря 2009 г. N 384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений"](#).

4) Исходными материалами для разработки проектов производства работ являются: задание на разработку, выдаваемое строительной организацией как заказчиком проекта производства работ, с обоснованием необходимости разработки его на здание (сооружение) в целом, его часть или вид работ и с указанием сроков разработки; проект организации строительства; необходимая рабочая документация; условия поставки конструкций, готовых изделий, материалов и оборудования, использования строительных машин и транспортных средств, обеспечения рабочими кадрами строителей по основным профессиям, применения бригадного подряда на выполнение работ, производственно-технологической комплектации и перевозки строительных грузов, а в необходимых случаях также условия организации строительства и выполнения работ вахтовым методом;

5) Решения проектов производства работ должны обеспечивать достижение безопасности объектов капитального строительства. В проекте производства работ не допускаются отступления от решений проекта организации строительства без согласования с организациями, разработавшими и утвердившими его.

6) Лицу, осуществляющему строительство, следует на основе проектной документации подготовить схемы расположения разбиваемых в натуре осей зданий и сооружений, знаков закрепления этих осей и монтажных ориентиров, а также схемы расположения конструкций и их элементов относительно этих осей и ориентиров.



Схемы разрабатывают исходя из условия, что оси и ориентиры, разбиваемые в натуре, должны быть технологически доступными для наблюдения при контроле точности положения элементов конструкций на всех этапах строительства. Одновременно следует, при необходимости, откорректировать имеющуюся или разработать методику выполнения и контроля точности геодезических разбивочных работ, правила нанесения и закрепления монтажных ориентиров.

7). Мероприятия по закрытию улиц, ограничению движения транспорта, изменению движения общественного транспорта, предусмотренные стройгенпланом и согласованные при его разработке, перед началом работ окончательно согласовываются застройщиком (заказчиком) с Государственной инспекцией безопасности дорожного движения органов внутренних дел и учреждениями транспорта и связи органа местного самоуправления. После исчезновения необходимости в ограничениях указанные органы должны быть поставлены в известность.

8) Лицо, осуществляющее строительство, до начала любых работ должно оградить строительную площадку и опасные зоны работ за ее пределами в соответствии с требованиями нормативных документов.

При въезде на площадку следует установить информационные щиты с указанием наименования объекта, названия застройщика (заказчика), исполнителя работ (подрядчика, генподрядчика), фамилии, должности и номеров телефонов ответственного производителя работ по объекту и представителя органа госстройнадзора (в случаях когда надзор осуществляется) или местного самоуправления, курирующего строительство, сроков начала и окончания работ, схемы объекта.

Сдачу выполненных работ по возведению подземной части оформляют актом с приложением геодезических исполнительных схем по монтажу конструкций и актов на скрытые работы, куда входят:

- акт на разбивку здания;
- акт на разбивку осей здания;
- акт осмотра открытых траншей, котлованов;
- акт проверки заложения фундаментов;
- акт на устройство песчаного основания под фундаменты;
- акт осмотра устройства фундаментов;
- монтаж надземной части здания начинают после организационно-

технической подготовке объекта.

Готовность объекта для производства монтажных работ должны быть оформлены актом об окончании внеплощадочных и внутриплощадочных подготовительных работ. Акт должен быть подписан заказчиком, подрядчиком и монтажной организацией.

### **5.2.2 Подготовительные работы**

Перед началом строительства необходимо выполнить комплекс работ по подготовке строительной площадки. Состав работ носит общий характер для гражданского и промышленного строительства, но зависит от местных условий площадки, её расположения на рельефе и в городской застройке, времени года и вида строительства ( новое, расширение, реконструкция).

Подготовительные работы разделяются на внеплощадочные и внутриплощадочные.

К внеплощадочным можно отнести: строительство подъездных дорог; инженерные сети и сооружения на них; вскрышные работы на карьерах, отвалах,

резервах; создание строительной инфраструктуры (предприятия стройиндустрии, городок строителей, база механизации, склады и т.д.).

Внутриплощадочные работы: устройство геодезической разбивочной основы; расчистка территории; предварительная вертикальная планировка; водопонижение и водоотвод; перенос транзитных коммуникаций и устройство основных внутриплощадочных инженерных сетей; установка инвентарных зданий и технологических сооружений; мероприятия по охране окружающей среды; ограждение и освещение строительной площадки.

Проектные решения по подготовительным работам разрабатываются в ПОС и ППР. Внутриплощадочные работы выполняются генподрядной строительной организацией после заключения хозяйственного договора с заказчиком и получения разрешения на строительство.

#### Устройство геодезической основы

Геодезическая разбивочная основа создаётся на площадке в виде развитой сети закреплённых знаками пунктов, определяющих положение объекта на местности. Она должна обеспечивать исходными данными последующие построения и измерения на всех этапах строительства. В состав основы входит: создание опорной геодезической сети, разбивка зданий и сооружений на местности, закрепление осей и устройство обноски.

Опорная геодезическая основа создаётся в виде:

а) строительной сетки (с размерами сторон 50...400м, в зависимости от плотности застройки), продольных и поперечных осей, определяющих положение на местности зданий и сооружений и их габариты. Создаётся для строительства крупных промышленных предприятий, жилых микрорайонов, групп зданий и сооружений.

б) красных линий, продольных и поперечных осей, определяющих положение на местности зданий и сооружений. Создаётся для отдельных строительных объектов.

в) сетей триангуляции или трилатерации (измерение сторон треугольников с помощью дальномеров), с привязанными к ним основными осями сооружений. Применяется при строительстве крупных линейных сооружений (мостов, плотин и др.).

г) полигонометрических или теодолитных ходов вдоль трассы и осей сооружений. Создаётся при строительстве дорог, трубопроводов и других подобных сооружений.

Геодезическую разбивочную основу следует создавать в виде замкнутых полигонов или отдельных нивелирных ходов так, чтобы отметки были получены не менее чем от двух реперов геодезической сети. Пункты основы следует совмещать с пунктами, определяющими положение объекта в плане. Точность построения геодезической разбивочной основы следует принимать, руководствуясь величинами допустимых средних квадратических погрешностей угловых, линейных и высотных измерений, например:

- угловые измерения  $5...30''$  ;
- линейные измерения  $1/2000...1/50\ 000$ ;
- высотное обоснование (отметки)  $2...5$ мм.

Основа выполняется плановая и высотная в абсолютных единицах измерений. При необходимости вводится условная система координат и высот. Знаки геодезической разбивочной основы должны быть нанесены на стройгенплан.

Геодезическая основа сдаётся заказчиком подрядчику не менее чем за 10 дней до начала строительства (СМР). Подрядчику передаются:

- пункты строительной сетки, красных линий, триангуляции, теодолитных и нивелирных ходов в виде каталогов или ведомостей;
- оси, определяющие положение и габариты зданий в плане, закреплённые створными знаками (не менее 4<sup>x</sup> на ось), для линейных осей не реже, чем через 500м.;
- реперы – не менее 2<sup>x</sup> у каждого здания или сооружения, или через 500м вдоль осей линейных сооружений.

Положение знаков должно проверяться строительными организациями не реже двух раз в год.

Расчистка территории строительной площадки

В комплекс работ по расчистке территории включается:

- расчистка площадки от ненужных деревьев, кустарника, раскорчёвка пней;
- снятие плодородного слоя почвы;
- снос или разборка ненужных строений;
- отсоединение и перенос инженерных сетей, попадающих в пятно застройки;
- предварительная вертикальная планировка площадки.

Расчистка территории от ненужных деревьев производится в соответствии с проектом (ГП), на основании лесорубочного билета, выдаваемого органами лесоохраны или управления благоустройства населённого пункта. Валка деревьев осуществляется вручную электрическими или механическими пилами или механизированным способом при помощи тракторов с трелёвочно-корчевальными лебёдками, бульдозеров с высоко поднятыми отвалами. При необходимости, кусторезом предварительно срезается кустарник и подлесок. Кусторез имеет раму с отвалами и ножи, которые срезают стволы диаметром не более 20см на уровне земли. Оставшиеся после валки деревьев пни выкорчёвываются корчевателями, бульдозерами или тракторами с лебёдками. Если корневая система очень развита, то корни разрушаются взрывами небольшой мощности. После раскорчёвки остатки корней выбираются из растительного слоя параллельными проходками корчевателей. Древесные остатки перевозятся на лесосклад, где утилизируются.

Законодательство об охране окружающей среды требует от строителей бережного отношения к природе, поэтому ценные деревья и кустарники, мешающие производству работ, выкапывают и переносят в новое место (по проекту). Если лесоохрана разрешает валку старых деревьев, то они обязательно нумеруются в проекте и перед рубкой номер наносится краской на ствол.

Со строительной площадки должны быть убраны валуны. Мелкие валуны, если помещаются в ковш, загружаются в транспортные средства экскаватором, более крупные перемещаются бульдозерами за пределы зоны работ. Валуны могут быть раздроблены на месте взрывным способом с помощью накладных или шпуровых зарядов.,

Если при геологических изысканиях обнаружен плодородный слой почвы толщиной 20...50см, то он подлежит снятию и последующему использованию при рекультивации земель строительной площадки. Грунт срезаётся бульдозерами или автогрейдерами и перемещается в специально выделенные места, где складывается. При работе с плодородным слоем следует предохранять его от смешивания с нижележащим слоем, загрязнения, размыва и выветривания. Зимой снимать плодородный слой не рекомендуется.

Снос зданий и сооружений, попадающих в зону застройки выполняется путём обрушения или членением на части с последующей разборкой. Каркасные деревянные и металлические строения разбирают, отбраковывая элементы для вторичного использования. Сборные железобетонные объекты разбирают по схеме сноса, обратной схеме монтажа. При разборке каждый элемент должен освободиться от связей, предварительно раскрепляться и занимать устойчивое положение. Сборные элементы не поддающиеся демонтажу расчлняются, как монолитные.

Монолитные железобетонные и металлические строения разбирают по специально разработанной схеме сноса, обеспечивающей устойчивость строения в целом. Членение на блоки разборки начинают со вскрытия арматуры. Затем блок закрепляют, после чего режут арматуру и обламывают блок. Металлические элементы срезают после раскрепления. Наибольшая масса блока разборки или металлического элемента не должна превышать половины грузоподъёмности крана при наибольшем вылете стрелы.

Снос зданий и сооружений, в том числе каменных, осуществляют обрушением экскаваторами с различным навесным оборудованием – шар-молотами, клин-бабами, отбойными молотками. Обломки сдвигают в сторону бульдозерами или загружают в транспортные средства. Вертикальные части строений для предотвращения разброса обломков по площади следует обрушать внутрь.

Отсоединение и перенос с площадки существующих инженерных сетей является важным и обязательным элементом подготовки строительной площадки. На подготавливаемой строительной площадке могут быть расположены не только локальные но и магистральные сети электроснабжения, водопровода, канализации, газопровода, теплосети, связи. В этих случаях до начала строительства все сети должны быть вынесены с пятна застройки и проложены за пределами площадки, чтобы обеспечить их бесперебойное функционирование.

После выполнения ранее рассмотренных работ осуществляется предварительная вертикальная планировка (разработанная в ППР). Особенно важно выполнить эту работу при строительстве на пересечённой местности, при неблагоприятных грунтовых условиях и развитой сети транспортных коммуникаций.

#### Водотвод и водопонижение

Водоотвод – удаление поверхностных вод с территории строительной площадки. Поверхностные воды образуются из атмосферных осадков (дождевые и талые воды). Территория строительной площадки должна быть защищена и от поверхностных вод, поступающих с более высоких участков рельефа и от вод скапливающихся непосредственно на самой площадке. Для удаления воды её перехватывают и уводят за пределы строительной площадки.

Для перехвата вод устраивают нагорные и водоотводные канавы или обваловывание вдоль границ строительной площадки в повышенной её части. Поперечные сечения и уклоны канав рассчитываются на пропуск расчётных расходов воды (по методикам гидрологии и гидравлики).

Минимальные поперечные сечения канав: глубина не менее 0,5; ширина 0,5...0,6м; высота бровки над расчётным уровнем воды не менее 0,2м. Для предохранения от заиливания продольный профиль делают не менее 1/500. Скорость движения воды не должна превышать 0,5м/сек (для песка), 1,2м/сек (для суглинка). Стенки и дно канавы защищают дёрном, фашинами, каменной наброской от размыва.

Поверхностные воды, скапливающиеся на площадке удаляются приданием соответствующих уклонов при предварительной вертикальной планировке или устройством накопительных бассейнов (зумпфов) с последующей откачкой насосами.

Поверхностные воды удаляются в систему ливневой канализации или в пониженные участки рельефа местности.

Водопонижение – снижение уровня горизонта грунтовых вод (УГВ). Осуществляется при помощи отсечных дренажей или водопонижительных систем (скважин), с установкой в них насосов и отводом воды.

Отсечные дренажи (дренажные системы) могут быть открытого и закрытого типа.

Открытый дренаж применяют в грунтах с малым коэффициентом фильтрации при понижении УГВ на небольшую глубину (0,3...0,5м). Дренаж устраивается в виде канавы 0,5х0,5м, на дно которой укладываются слои фильтрующего материала (песка, гравия, щебня).

Закрытый дренаж – это траншеи глубокого заложения с устройством колодцев для ревизии системы и с уклоном в сторону сброса воды, заполняемые дренируемым материалом (крупнозернистым песком, гравием, щебнем). Поверх дренажную канаву закрывают местным грунтом.

Для повышения эффекта дренирования на дно такой траншеи укладывают перфорированные керамические, асбестоцементные, бетонные трубы диаметром 125...300мм или лотки. Зазоры труб не заделывают, трубы сверху засыпают хорошо дренирующим материалом. Глубина дренажных канав 1,5...2м и ширина поверху 0,8...1м. Под трубу устраивается щебёночное основание толщиной 0,2-0,3м. Такие дренажи собирают и отводят воду из прилегающих слоёв грунта лучше, потому что скорость движения воды в трубах выше, чем в дренирующем материале.

Закрытые дренажи должны быть выполнены ниже глубины промерзания и иметь продольный уклон не менее 0,005%.

Строительное водопонижение выполняется только при наличии проектного обоснования (ПОС) и технологического решения (ППР). Для водопонижения строительной площадки используются следующие технологии: устройство водопонижительных скважин (открытых и вакуумных), оборудованных насосами; бурение самоизливающихся и водопоглощающих скважин; устройство сквозных фильтров; устройство иглофильтровальных систем.

#### **Обустройство строительной площадки**

Подготовка и обустройство строительной площадки включают:

- сооружение временных дорог и подъездов с максимальным использованием существующей дорожной сети;
- прокладку временных коммуникаций (водоснабжение, электроснабжение, теплоснабжение, связь);
- устройство площадок для стоянки и ремонта строительных машин;
- ограждение и освещение строительной площадки;
- установка временных бытовых производственных помещений;
- производственное благоустройство строительной площадки (выполнение решений по охране труда, производственной санитарии и технике безопасности, заложенных ППР).

Обустройство строительной площадки производится на основании решений стройгенплана соответствующего проекта производства работ.

### 5.2.3 Методы и последовательность производства работ

После выполнения всех подготовительных работ приступают к возведению подземной части, которая включает в себя ряд строительных технологических комплексов.

В состав работ по возведению подземной части зданий и сооружений входят: отрывка котлована и траншей, подготовка оснований, устройство дренажей, возведение фундаментов и стен, тоннелей, перекрытий, каналов и выполнение обратной засыпки пазух фундаментов.

Поставка металлических элементов осуществляется в соответствии с графиком поставки, разработанным ППР. Перевозку и раскладку этих конструкций в зоне монтажа выполняют в соответствии с требованиями ГОСТов или технических условий на эти конструкции и в порядке очередности монтажа.

К монтажу приступают только после подготовки и инструментальной проверки проектного положения фундамента в плане и по высоте, согласно исполнительной схеме фундаментов.

Монтаж плит перекрытий разрешается производить только после приемки опорных элементов, включающей геодезическую проверку соответствия их планового и высотного положения проектному с составлением исполнительной схемы. Перед подъемом каждой плиты необходимо проверить соответствие ее проектной марке, очистить опорные поверхности плиты от мусора, грязи, снега и наледи. Укладку плит в направлении перекрываемого пролета надлежит выполнять с соблюдением установленных проектом размеров глубины опирания их на опорные конструкции или зазоров между сопрягаемыми элементами.

Поставленные на монтаж плиты перекрытий не должны иметь:

- жировых и ржавых пятен на лицевых поверхностях плит;
- трещин на поверхностях плит, за исключением усадочных и других поверхностных технологических шириной не более 0,1 мм;
- наплывов бетона на открытых поверхностях стальных закладных изделий, выпусках арматуры и монтажных петлях.

Монтаж стен следует выполнять в соответствии с утвержденным ППР. В процессе монтажа необходимо обеспечить устойчивость здания и его частей на всех стадиях строительства.

До начала монтажа плит покрытия должны быть проверены отметки и положение в плане опорных конструкций. Доставленные на объект плиты следует раскладывать в зоне действия монтажного крана. Конструкции покрытия, поступающие на монтажную площадку, должны соответствовать проекту (рабочим чертежам), действующим ГОСТ, техническим условиям на данные металлические изделия. Каждая партия конструкций должна быть снабжена паспортом, выдаваемым потребителю предприятием изготовителем при их отпуске. Монтаж сборных металлических конструкций должен выполняться в соответствии с указаниями СП 70.13320.2012 «Несущие и ограждающие конструкции» и соблюдением техники безопасности в строительстве по СП 12-135-2003 «Безопасность труда в строительстве».

Установку стеновых панелей начинают после проектного закрепления несущих конструкций здания. До начала монтажа выполняют разбивку станочных рисков, определяющих проектное положение панелей в продольном и поперечном направлении и по высоте. Риски для установки элементов по высоте разбивают от монтажного горизонта. В плане панель выверяют в поперечном направлении и по высоте в двух точках, расположенных вблизи ее торцов. Выверку панелей по

вертикали при ее установке выполняют по рейке-отвесу. Толщину горизонтального шва фиксируют установкой армо- или асбестоцементных прокладок. Каждую панель закрепляют в проектном положении сразу после установки.

Монтаж производим поэлементно – достаточно крупными и тяжелыми конструктивными элементами. Метод монтажа смешанный, представляющий собой комбинацию отдельного (монтаж колонн, подкрановых балок и стеновых панелей) и комплексного (монтаж стропильных ферм, прогонов покрытия и кровельных сэндвич-панелей) методов монтажа.

Монтаж конструкций осуществляют с предварительным складированием в зоне действия монтажного крана в технологической последовательности их монтажа. Разгрузку и раскладку конструкций производят краном отдельной такелажной бригадой в соответствии со СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция [СНиП 3.03.01-87](#). Колонны разгружаются и раскладываются в положение «на ребро».

Запас конструкций должен составлять полную потребность на здание.

Учитывая, что здание имеет ширину пролета 30м и шаг колонн 6м нами принят продольный монтаж конструкций.

В зависимости от последовательности возведения здания по высоте принят метод наращивания, т.е. вначале монтируются нижележащие конструкции, а затем вышележащие.

При монтаже всех конструкций рассматриваемого здания нами принят свободный метод монтажа в зависимости от приемов, обеспечивающих точность установки конструкций. Точность установки конструкции с использованием этого метода достигается в результате свободного её перемещения в пространстве осуществляемого монтажниками в процессе выверки и визуального сопоставления монтируемого элемента с показателями измерительных инструментов и геодезических приборов. Учитывая рекомендации справочной литературы (наиболее распространенным методом при возведении одноэтажных промышленных зданий является смешанный метод) в зависимости от принятой установки конструкции в пределах захватки нами принят смешанный метод, при котором за первую проходку в пределах одной захватки устанавливаются колонны и связи по ним, после подкрановые балки, затем стропильные фермы и прогоны покрытия с кровельными сэндвич-панелями. Стеновые панели монтируют отдельным потоком.

### **5.3 Требования к качеству и приемке работ**

С целью обеспечения необходимого качества монтажа конструкций, монтажно-сборочные работы подвергнуть контролю на всех стадиях их выполнения. Производственный контроль подразделяется на входной, операционный (технологический), инспекционный и приемочный. Контроль качества выполняемых работ осуществлять специалистами или специальными службами, оснащенными техническими средствами, обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля, и возлагается на руководителя производственного подразделения (прораба, мастера), выполняющего монтажные работы. Металлические конструкции, поступающие на объект, должны отвечать требованиям соответствующих стандартов, технических условий на их изготовление и рабочих чертежей.

До проведения монтажных работ металлические конструкции, соединительные детали, арматура и средства крепления, поступившие на объект, должны быть подвергнуты входному контролю. Количество изделий и материалов, подлежащих входному контролю, должно соответствовать нормам, приведенным в

технических условиях и стандартах. Входной контроль проводится с целью выявления отклонений от этих требований. Входной контроль поступающих металлических конструкций осуществляется внешним осмотром и путем проверки их основных геометрических размеров и наличие рисок. Каждое изделие должно иметь маркировку, выполненную несмываемой краской. Если отклонения превышают допуски, заводам-изготовителям направляют рекламации, а конструкции бракуют. Все конструкции, соединительные детали, а также средства крепления, поступившие на объект, должны иметь сопроводительный документ (паспорт), в котором указываются наименование конструкции, ее марка, масса, дата изготовления. Паспорт является документом, подтверждающим соответствие конструкций рабочим чертежам, действующим ГОСТам или ТУ. Результаты входного контроля оформляются Актом и заносятся в Журнал учета входного контроля материалов и конструкций. В процессе монтажа необходимо проводить операционный контроль качества работ. Это позволит своевременно выявить дефекты и принять меры по их устранению и предупреждению. Контроль проводится под руководством мастера, прораба, в соответствии со Схемой операционного контроля качества монтажа конструкций. При операционном (технологическом) контроле надлежит проверять соответствие выполнения основных производственных операций по монтажу требованиям, установленным строительными нормами и правилами, рабочим проектом и нормативными документами. Результаты операционного контроля должны быть зарегистрированы в Журнале работ по монтажу строительных конструкций. По окончании монтажа конструкций производится приемочный контроль выполненных работ, при котором проверяющим представляется следующая документация:

- детализированные чертежи конструкций;
- журнал работ по монтажу строительных конструкций;
- акты освидетельствования скрытых работ;
- акты промежуточной приемки смонтированных конструкций;
- исполнительные схемы инструментальной проверки смонтированных конструкций;
- документы о контроле качества сварных соединений;
- паспорта на конструкции;
- сертификаты на металл.

При инспекционном контроле проверять качество монтажных работ выборочно по усмотрению заказчика или генерального подрядчика с целью проверки эффективности ранее проведенного производственного контроля. Контроль качества монтажа ведут с момента поступления конструкций на строительную площадку и заканчивают при сдаче объекта в эксплуатацию.

Таблица 5.6 - Пооперационный контроль качества монтажных работ.

Наименование операций, подлежащих контролю	Предмет, состав и объем проводимого контроля, предельное отклонение	Способы контроля	Время проведения контроля	Кто контролирует
Монтаж колонн	Смещение осей колонн относительно разбивочных осей $\pm 5$ мм. Отклонение осей колонн от вертикали в верхнем сечении - 10 мм. Кривизна колонны - 0,0013 расстояния между точками закрепления.	теодолит, рулетка, нивелир	Во время монтажа	Прораб
Отметки опорных узлов	Отклонение верха опорного узла от проектного - $\leq 20$ мм.	уровень, нивелир	"-"	"-"



Монтаж балок	Смещение осей балок относительно разбивочных осей колонн - $\leq 5$ мм. Отклонение от совмещения оси балки с рисками на колонне - $\leq 8$ мм.	теодолит, рулетка, нивелир	"-	"-
Монтаж панелей стен	Отклонение от вертикали верха плоскостей панелей - $\leq 12$ мм. Разность отметок верха панелей при установке по маякам - $\leq 10$ мм Отклонение от совмещения оси нижнего пояса панели с рисками разбивочных осей - $\leq 10$ мм	теодолит, рулетка, нивелир уровень, отвес	"-	"-

На объекте строительства вести Общий журнал работ, Журнал авторского надзора проектной организации, Журнал работ по монтажу строительных конструкций, Журнал геодезических работ, Журнал сварочных работ, Журнал антикоррозийной защиты сварных соединений.

#### **5. 4 Технологическая карта на установку подкрановых балок**

Монтаж строительных конструкций - это комплексно-механизированный процесс поточной сборки сооружений из элементов и конструкций заводского изготовления. При монтаже должна быть обеспечена неизменяемость и устойчивость каждой смонтированной конструкции сооружения.

##### **5. 4.1 Область применения технологической карты. Общие положения**

1 Технологическая карта разработана на монтаж подкрановых балок одноэтажного 1-пролетного промышленного здания с сеткой колонн бхбм, высотой 19,8м. Размер здания в осях 30х108м.

2 Принята следующая номенклатура подкрановых балок:

- подкрановые балки весом 4,15т ,  $V=1,7м^3$ ;

3 В состав работ, рассматриваемых картой входят:

- укладка в одноэтажных зданиях и сооружениях балок подкрановых массой до 5т при высоте здания до 25 м и массе колонн до 10т.;

4 Монтажные работы производятся в 2 смены в летний период с применением гусеничного крана ДЭК-321 с длиной стрелы 32,75м.

##### **5. 4.2 Организация и технология выполнения работ**

1 До начала монтажа подкрановых балок должны быть выполнены следующие работы:

- оснащение колонн монтажными приставными лестницами с площадками;
- геодезическая проверка правильности положения колонн в соответствии с допусками;

- приварка к закладным деталям балки на опорах соединительных элементов.

2 Монтаж подкрановых балок производится с помощью траверсы, ПК Главстальконструкция, 185, грузоподъемностью 6т.

3 При установке подкрановых балок, риски на нижних торцевых гранях балок должны совпадать с разбивочными осевыми рисками на консолях колонн. Положение разбивочной оси подкрановых балок определяют с помощью теодолита или струны и отвеса.

Для обеспечения проектных отметок подкрановых балок до их монтажа выполняют нивелирную съемку отметок консолей колонн. За проектную отметку принимают наибольшую, а к закладным изделиям консолей остальных колонн приваривают выравнивающие металлические пластины необходимой толщины, подобранные с учетом фактической высоты балки и отметки опорной части консоли.

Для определения положения разбивочной оси смежного ряда в пролете первую и последнюю балки выверяют путем отмеривания стальной рулеткой

размера базовой оси мостового крана от установленного ряда и нанесении маячных отметок на первую и последнюю балки. Остальные балки ряда выверяют путем совмещения их геометрических осей с разбивочной осью.

4 Временное крепление подкрановой балки осуществляет с помощью расчалки, ПИ Промстальконструкция;

5 После выверки подкрановых балок по всему пролету производят приварку соединительных элементов к закладным деталям колонн и к верхним полкам балок.

6 Монтаж подкрановых балок выполняется при помощи гусеничного крана ДЭК-321 с длиной стрелы 32,75м.

7 Калькуляция затрат труда и машинного времени составлена на основании подсчетов объемов работ с использованием данных ГЭСН

Таблица 5.7 - Калькуляция затрат труда и машинного времени

Обоснование (ГЭСН и ЕНиР)	Наименование работ	Единица измерения	Объем Работ	Норма времени чел.-ч (маш.-ч)	Затраты труда, чел.-см. (маш.-см.)	Состав звена
1	2	3	4	5	6	7
ГЭСН 07-01-019-10	Укладка в одноэтажных зданиях и сооружениях балок подкрановых массой до 5т при массе колонн до 10т и высоте здания до 15м	100шт	0,36	1040,48 152,95	45,68 6,71	Монтажники: 5разряд - 1 4 разр. - 1 3разр. - 2 2 разр. - 1 Машинист крана бразр.- 1
E22-1-6	Односторонняя сварка соединений без скоса кромок	10м шва	0,84	6,7 (-)	0,7 (-)	Электросварщик 5 разр.-2

График производства работ

Наименование работ	Единица измерения	Объем работ	Затраты труда, чел.-смен	Требуемые машины		Продолжительность работы, дни	Число смен	Численность рабочих в смену звена	Состав бригады (звена)	График работы, дни											
				Наименование	Число маш.-смен					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Установка в одноэтажных зданиях и сооружениях балок подкрановых массой до 5т при высоте здания до 25м и массой до 10т	100 шт	0,36	36,68	ДЭК-321	6,71	9,5	1	6	Монтажник конструкций 5разр. - 1; 4разр. - 1; 3разр. - 2; 2разр. - 1; машинист крана бразр. - 1; сварщик 5разр.-2												

9 Работы по монтажу подкрановых балок выполняет звено №1:

- машинист бр. - 1 чел;
- монтажники конструкций 5р. - 1 чел, 4р. - 1 чел, 3 р. - 2 чел, 2р. - 1 чел;
- сварщик 5р. - 2 чел.

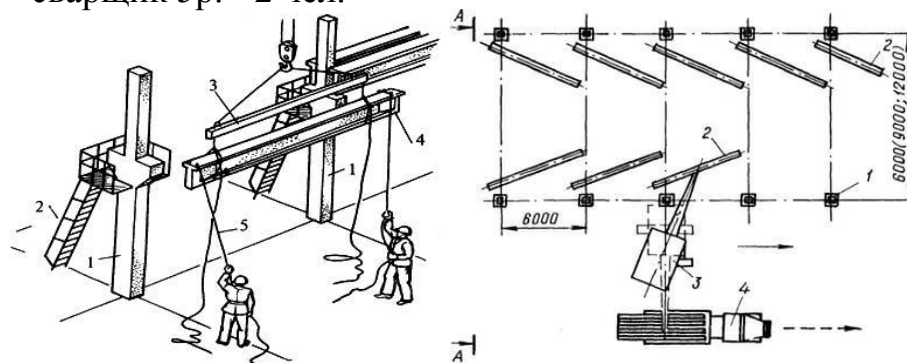


Рис.53 - Пример схемы монтажа подкрановых балок

1 - колонна; 2 - лестница с площадкой; 3 - траверса; 4 - подкрановая балка; 5 - оттяжка

### 5. 4.3. Требования к качеству работ

Производственный контроль качества монтажных работ должен включать входной контроль поступающих конструкций и деталей, в соответствии с нормативами допускаемых отклонений, пооперационный контроль отдельных строительных процессов и технологических операций и приемочный, конечный контроль монтажных работ.

Согласно [5] при приемке законченных бетонных и железобетонных конструкций или частей сооружений следует проверять:

- соответствие конструкций рабочим чертежам;
- качество бетона по прочности, а в необходимых случаях по морозостойкости, водонепроницаемости и другим показателям, указанным в проекте;
- качество применяемых в конструкции материалов, полуфабрикатов и изделий.

Требования к качеству поставляемых материалов и изделий, операционный контроль качества и технологические процессы, подлежащие контролю, приведены в табл.5.8.

Таблица 5.8 - Схема операционного контроля

Этапы работ	Контролируемые операции	Контроль (метод, объем)	Документация
Подготовительные работы	Проверить: — наличие документа о качестве; — качество поверхностей, точность геометрических параметров, внешний вид, конструкций; — очистку опорных поверхностей конструкций от мусора, грязи, снега и наледи; — наличие акта освидетельствования ранее выполненных работ; -- наличие разметки, определяющей проектное положение конструкций па	Визуальный Визуальный, измерительный, каждый элемент Визуальный То же	Паспорта (сертификаты), общий журнал работ, акт освидетельствования (приемки) ранее выполненных работ

	опорах.	Измерительный, каждый элемент	
Монтаж конструкций	Контролировать: — установку конструкций в проектное положение (предельные отклонения в размерах площадок опирания конструкций, отклонения от совмещения рисок продольных осей); — надежность временного крепления; — качество стыков.	Измерительный, каждый элемент  Технический осмотр, лабораторный То же	Общий журнал работ
Приемка выполненных работ	Проверить: фактическое положение смонтированных конструкций; — соответствие закрепления конструкций проектным.	Измерительный, каждый элемент Технический осмотр, измерительный	Исполнительная геодезическая схема, акт приемки выполненных работ
Контрольно-измерительный инструмент: рулетка, линейка металлическая, нивелир.			
Операционный контроль осуществляют: мастер (прораб), геодезист—в процессе работ. Приемочный контроль осуществляют: работники службы качества, мастер (прораб), представители технадзора заказчика.			

#### Технические требования

СП 70.13330.2012 пп. 3.7, 3.22, табл. 12

#### Предельные отклонения:

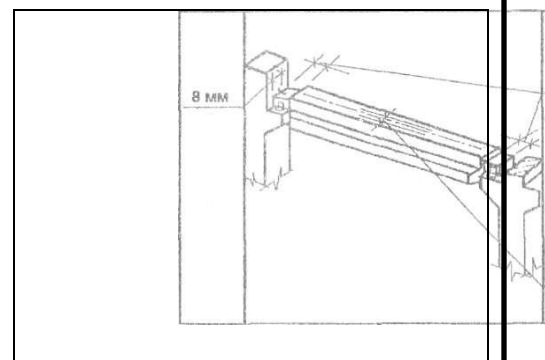
— от совмещения ориентиров (рисок геометрических осей, граней) в нижнем сечении установленных элементов с установочными ориентирами — 8 мм;

— от совмещения ориентиров в верхнем сечении установленных элементов с установочными ориентирами при высоте элемента на опоре, м:

- до 1 — 6 мм;
- св. 1 до 1,6 — 8 мм;
- св. 1,6 до 2,5 — 10 мм;
- св. 2,5 — 12 мм.

— от симметричности (половина разности глубины опирания концов элемента) в направлении перекрываемого пролета при длине элемента, м:

- до 4 — 5 мм;
- св. 4 до 8 — 6 мм;



- св. 8 до 16 — 8 мм;
- св. 16 до 25 — 10 мм;
- в расстоянии между осями верхних поясов ферм и балок в середине пролета — 60 мм.

Не допускается:

- применение не предусмотренных проектом подкладок для выравнивания монтируемых элементов по отметкам без согласования с проектной организацией.

Требования к качеству применяемых материалов

ГОСТ 20213—89. Фермы железобетонные. Технические условия. ГОСТ 18980—90. Ригели железобетонные для многоэтажных зданий. Технические условия.

ГОСТ 24893.0—81\*. Балки обвязочные железобетонные для зданий промышленных предприятий. Технические условия.

Таблица 5.9 - Значения действительных отклонений геометрических параметров ригелей

Вид отклонения геометрического параметра	Геометрический параметр	Предельные отклонения
Отклонение от номинального линейного размера	Длина ригеля, балки: от 2500 до 4000 мм;	±5
	от 4000 до 8000 мм;	±6
	свыше 8000 мм	±8
	Размер поперечного сечения ригеля и размеры вырезов и выступов	±5
Отклонение от проектного положения закладных изделий	В плоскости поверхности: опорные закладные изделия;	5
	прочие изделия	10
Отклонение от прямолинейности	Из плоскости поверхности	3
	Профиль лицевой поверхности ригеля, балки длиной: от 2500 до 4000 мм;	8
	от 4000 до 8000 мм; свыше 8000 мм	10 12

Таблица 5.10 - Категория бетонной поверхности должна указываться в заказе на изготовление конструкций.

Характеристика бетонной поверхности	Категория	Диаметр раковин, мм	Высота (глубина) напыла (впадин)	Глубина сколов, мм	Длина сколов на 1 м ребра
Предназначенная под окраску, выходящая внутрь жилых и общественных зданий	A2	1	1	5	50
То же, выходящая внутрь производственных и вспомогательных зданий	A3	4	2	5	50
Лицевые неотделываемые	A6	15	5	10	100
Нелицевые, невидимые в условиях эксплуатации	A 7	20	-	20	—

Поставленные на монтаж конструкции не должны иметь;

- жировых и ржавых пятен на лицевых поверхностях ригелей;
- трещин на внешней поверхности ригелей, за исключением местных поверхностных усадочных, ширина которых не должна превышать 0,1 мм;
- напылов бетона на открытых поверхностях стальных закладных изделий, выпусках арматуры и монтажных петлях.

Указания по производству работ

СП 70.13330.2012 пп. 3.18-3.20, 3.24

Монтаж ригелей, балок, ферм разрешается производить только после проектного закрепления колонн и достижения бетоном замоноличенных стыков прочности, указанной в ППР, а также после приемки опорных элементов, включающей геодезическую проверку соответствия их планового и высотного положения проекту с составлением исполнительной схемы.

Перед подъемом каждой конструкции необходимо проверить соответствие их проектной марке, отсутствие на опорных поверхностях колонн и ригелей Мусора, грязи, снега и наледи, наличие ориентирных рисок, определяющих проектное положение конструкций на опорах.

Укладку конструкций в направлении перекрываемого пролета надлежит выполнять с соблюдением установленных проектом размеров глубины опирания их на опорные конструкции или зазоров между сопрягаемыми элементами. Установку конструкций в поперечном направлении перекрываемого пролета следует выверять, совмещая риски продольных осей устанавливаемых элементов с рисками осей колонн или рисками разбивочных осей.

Ригели, фермы, строительные балки следует укладывать насухо на опорные поверхности несущих конструкций.

Установку ферм и строительных балок в вертикальной плоскости следует выполнять путем выверки их геометрических осей на опорах относительно вертикали.

При монтаже должен осуществляться постоянный геодезический контроль, результаты контроля должны оформляться геодезической исполнительной схемой.

#### 5.4.4 Потребность в материально-технических ресурсах

Таблица 5.11 - Потребность в основных конструкциях, материалах и полуфабрикатах

Наименование строительных конструкций, деталей, полуфабрикатов, материалов	Марка	Единица измерения	Кол-во
Балка подкрановая	БК6	100шт.	0,36
Электроды d=6мм	Э42	т	0,33
Конструктивные эл-ты вспомогательного назначения, с преобладанием профильного проката собираемые из 2-х и более деталей, с отверстием и без отверстий, соединяемые на сварке		т	1,81
Краска		т	0,005

Таблица 5.12 - Потребность в машинах, оборудовании, инструменте, инвентаре и приспособлениях

Наименование машин, оборудования, инструментов, инвентаря и приспособлений	Тип	Марка	Кол-во	Техническая характеристика
Монтажный кран	Гусеничный	ДЭК-321	1	Грузоподъемность 35 т, стрела 32,75м
Траверса		ЦНИИО МТП	1	Грузоподъемность 16т
Струбцина		ВНИПИ 4234Р-44	4	
Отвес ГОСТ 7948-80			2	
Уровень строительный ГОСТ 9416-83			2	
Рулетка измерительная РС-5			2	
Лестница			4	
Сварочный трансформатор			2	

#### 5.4.5. Техника безопасности и охрана труда

Необходимо строго соблюдать указания по технике безопасности, согласно СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве".

Меры безопасности при производстве такелажных работ:

Администрация строительства должна:

- обеспечить такелажников прочными испытанными стропами(траверсами, захватами) соответствующей грузоподъемности;
- выдать схему строповки колонны на руки машинисту крана и такелажникам или вывесить ее на месте производства работ;
- выделить места для складирования подкрановых балок и проинструктировать машиниста крана и такелажников о правилах их складирования;
- поместить на видном месте надпись о предельной грузоподъемности и дате испытания крана.

Такелажники должны знать:

- грузоподъемность монтажных стропов (траверс, захватов);
- грузоподъемность крана в зависимости от вылета стрелы;
- вес разгружаемых подкрановых балок.

При подъеме подкрановых балок обязательна организация сигнализации. Все сигналы машинисту крана подаются только одним лицом-звеньевым (монтажником самого высокого разряда).

Машинист крана должен быть осведомлен, чьим командам подчиняться.

С целью сокращения вредных выбросов в атмосферу следует максимально возможно сократить количество монтажных позиций (стоянок) крана.

Необходимо строго выполнять мероприятия исключающие загрязнение почвы, поверхностных и подземных вод горюче-смазочными материалами.

#### **5. 4.6. Техничко-экономические показатели**

Таблица 5.13 - Основные технико-экономические показатели

Наименование показателей	Единица измерения	Количественный показатель
1 Трудоемкость на весь объем	чел.-см.	45,68
2 Трудоемкость на 1м <sup>3</sup> сборного железобетона	чел.-см./м <sup>3</sup>	0,75
3 Выработка на одного рабочего в смену	м <sup>3</sup> /см.	1,34
4 Затраты машино-смен на весь объем работ	маш.-см.	6,71

#### **5.5 Календарное планирование**

Календарным планом называют документ по планированию, в котором на основе объемов строительно-монтажных работ и принятых организационных и технологических решений определены последовательность и сроки осуществления строительства. Календарный план является основным документом в составе ПОС и ППР.

В соответствии с календарным планом строительства разрабатываются календарные планы обеспечения строительства рабочими кадрами, механизмами и материально-техническими ресурсами.

Календарный план строительства разрабатывается в следующей последовательности:

- на основе рабочей и локальной сметы была составлена ведомость требуемых ресурсов;

- на основе указанной ведомости была составлена ведомость укрупненной номенклатуры работ: группа работ выполняется одними и теми же механизмами или работы выполняются одним составом рабочих и работы по конструктивным особенностям одинаковы или близки - составляется достаточно необходимый перечень работ для графика;

- используя [7] определяем трудоемкость работ в чел.-ч.;

- исходя из фронта работ определяем численный состав бригады (человек);

- определяем продолжительность выполнения работ в днях;

- потребность в механизмах, в маш.-ч.



Затем в технологической последовательности выполнения работ заполняем правую графическую часть календарного плана, используя данные о продолжительности работ и изобретая их в масштабе времени.

При проектировании календарного плана используется принцип поточной организации строительства и совмещения работ во времени. После этого строятся дифференциальные графики: движения рабочих, освоения средств, расхода материалов и интегральный график освоения средств.

### 5.5.1 Техничко-экономические показатели календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле  $C_{\text{смп}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{НП} = 2.325.136,435$  руб. или в переводе на цены 2017 года  $(\times 8) = 18.601.091,48$  руб.

где ПЗ = 1.999.860 – прямые затраты на общестроительные работы, руб.;

НР = 177.423,510 – руб. накладные расходы (60% от ФОТ);

НП = 147.852,925 – руб. нормативная прибыль (50% от ФОТ),

ФОТ = 295.705,85 руб

2) Продолжительность строительства, определяемая по правой части календарного плана, сравнивается с нормативным значением:  $T_{\text{кп}} \leq T_{\text{н}}$

$T_{\text{кп}} = 190$  дн

$T_{\text{н}} = 270$  дн

3,4) Общая трудо- и машиноёмкость определяется как суммарная величина в соответствующих графах календарного плана.

$Q_{\text{чел-дн}} = 3470,42$  чел.-дн.

$Q_{\text{маш-см}} = 567,25$  маш.-см.

5,6) Удельная трудо- и машиноёмкость на конечный измеритель определяется делением соответствующей графы календарного плана на полный объем измерителя.

$U_{\text{чел-дн}} = Q_{\text{чел-дн}} / \text{и} = 3470,42 / 9775 = 0,355$  чел.-дн/м<sup>3</sup>

и- единичный измеритель здания (чел.-дн/объем выпускаемой продукции)

$U_{\text{маш-смк}} = Q_{\text{маш-смк}} / \text{и} = 567,25 / 9775 = 0,06$  маш.-см/м<sup>3</sup>

7) Выработка на 1 чел.-дн. Определяется отношением сметной стоимости СМР (руб.) к общей трудоемкости (чел./дн.).

$V = C_{\text{смп}} / Q_{\text{чел-дн}} = 2.325.136,435 / 3470,42 = 669,99$  чел.-дн

8) Уровень сборности  $K_{\text{сб}}$  определяется по формуле

$K_{\text{сб}} = (C_{\text{сб}} / \text{ПЗ}) 100\% = (1.021.450 / 1.999.860) 100\% = 51,1\%$ , где

$C_{\text{сб}}$  – сметная стоимость работ с применением сборных конструкций и деталей;

ПЗ – прямые затраты, руб.

9) уровень механизации  $K_{\text{мех}}$  находится по формуле

$K_{\text{мех}} = (C_{\text{мех}} / \text{ПЗ}) 100\% = (1.556.090 / 1.999.860) 100\% = 77,81\%$ , где

$C_{\text{мех}}$  – стоимость работ, на которых применяются механизмы, руб.;

ПЗ – прямые затраты, руб.

10) Коэффициент неравномерности движения рабочей силы  $K_{\text{н}}$  вычисляется по формуле

$K_{\text{н}} = R_{\text{max}} / R_{\text{ср}} = 15 / 18,26 = 0,82$ , где

$R_{\text{max}}$  – максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы, чел.;

$R_{cp}$  – среднее число рабочих, определяемое как отношение общих трудозатрат, чел.-дн., к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану, дн.

11) Коэффициент совмещения работ  $K_{совм}$  определяется по формуле

$$K_{совм} = \sum ti / T_{кп} = 190/190 = 1 \geq 1, \text{ где}$$

$\sum ti$  – продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой;

$T_{кп}$  – продолжительность работ по календарному плану.

## **5.6 Стройгенплан на возведение надземной части здания**

Строительным генеральным планом называют генеральный план площадки, на котором показано расположение грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Порядок разработки СГП:

- наносят строящееся здание;
- осуществляют привязку башенного крана;
- намечают расположение временных дорог, для подвоза материалов, и ширину проезжей части дороги;
- за пределами опасной зоны крана располагаем временные здания для обслуживания рабочих и ИТР;
- наносят границу строительной площадки;
- указывают расположение временных: водопроводов, электролиний, канализации и прочих коммуникаций;
- наносим пути перемещения рабочих от бытовок до строящегося здания с соблюдением условий охраны труда и техники безопасности.

Строительный генеральный план является одним из важнейших документов и ПОС и ППР. Он определяет организацию стройплощадки и положительно решает вопросы охраны труда и техники безопасности, для всех участников строительства.

### **5.6.1 Внутрипостроечные дороги**

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог. При невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые, по возможности, должны быть кольцевыми.

При трассировке дорог принимаем следующие расстояния:

- между дорогой и бровкой траншеи (котлована) - 4 м;
- между дорогой и складской площадкой - 1,0 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки - не менее 1,5 м.

Не допускается размещение временных дорог над подземными сетями или в непосредственной близости от них.

Ширину проезжей части временной дороги для выбранного крана ДЭК-321 с грузоподъемностью 25т принимаем - 3,5 м, а радиусы закругления дорог 12м.

### 5.6.2 Проектирование складских площадок

Расчет рекомендуется вести в следующей последовательности с одновременным заполнением таблицы 3.

а) В графы 1-3 включаются 8-10 основных материалов, изделий и деталей (кирпич, сборный железобетон и бетон, пиломатериал, оконные и дверные блоки, рулонный материал, сыпучие материалы, материалы закрытого хранения, металл и пр.). Сборные конструкции, которые монтируются с «колес», в табл.4 не включают.

б) Наибольший суточный расход материалов  $Q_{сут}$  (графа 5) определяется по формуле

$$Q_{сут} = \frac{Q_{общ}}{T},$$

где  $Q_{общ}$  – количество материала, требуемого для осуществления строительства в течение расчетного периода (графа 3);

$T$  – продолжительность расчетного периода выполнения работы, дн. (из календарного плана);

в) Запас материалов на складе  $Q_{зап}$  (графа 9) определяется по формуле

$$Q_{зап} = Q_{сут} \cdot \alpha \cdot n \cdot k,$$

суточный расклад материалов (графа 5);

де  $Q_{сут}$  –

коэффициент неравномерности поступления (1,2-1,2);

–

коэффициент неравномерности потребления,

– принимаемый

равным 1,3;

норма запасов материалов, дн. (для некоторых

– материалов

приводится ниже).

Принимаются следующие нормы запаса материалов:

местных – 2-5 дней (кирпич, песок, щебень, сборные железобетонные конструкции, блоки, панели и т.д);

привозных – 10-15 дней (цемент, известь, стекло, рулонные материалы, металлические конструкции и т.д).

г) Полезная площадь склада без проходов  $F$  (графа 11) определяется по формуле

$$F = \frac{Q_{зап}}{q},$$

где  $q$  – норма хранения материалов на 1 м<sup>2</sup> площади склада

д) Общая расчетная площадь склада  $S$  (графа 13) определяется по формуле

$$S = \frac{F}{\beta},$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий проходы и определяемый по табл.5.14

Т а б л и ц а 5.14 - Значения коэффициента  $\beta$

Типы складов или условия хранения	$\beta$
– Закрытые склады	0,6-0,7
– Навесы	0,5-0,6
– Открытые склады лесоматериалов	0,4-0,5
– Наружные строительные материалы	0,6-0,7

е) Размеры складов в плане определяются, исходя из удобства погрузочно-разгрузочных работ и фактических размеров (габаритов) складироваемых ресурсов.

Таблица 5.15 - Ведомость расчета складских площадей

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, $\alpha$	Коэффициент неравномерности потребления, $K$	Запас на складе, $Q_{\text{зкл}}$	Норма хранения на 1 м <sup>2</sup> площади, $q$	Полезная площадь склада, $F$ , м <sup>2</sup>	Коэффициент использования площади склада, $\beta$	Полная площадь склада, $S$ , м <sup>2</sup>	Размер склада, м	Количество складов	Характеристика склада
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		15
Колонны	т	129,2	18	7,18	8	1,1	1,3	82,14	0,6	136,9	0,6	228,2	21x6	2	Открытый
Подкрановые балки	шт	36	9,5	3,79	5	1,1	1,3	27,1	0,4	67,75	0,6	112,9	6x6	4	Открытый
Стропильные фермы	т	41,04	10	4,1	8	1,1	1,3	46,9	0,2	234,5	0,6	390,8	30x6	3	Открытый
Плиты покрытия	шт	180	13,5	13,33	5	1,1	1,3	95,31	0,5	190,6	0,6	317,7	12x9	3	Открытый
Стеновые панели	шт	422	17	24,82	5	1,1	1,3	177,46	2,5	70,98	0,6	118,3	6x6	4	Открытый

### 5.6.3 Определение потребности во временных зданиях и сооружениях

Определение номенклатуры и площадей временных зданий производится на основании расчетной численности работающих на строительной площадке и норм площади на одного человека; при этом расчетное число работающих  $N_p$  принимается по времени нахождения на строительстве объекта максимального состава исполнителей согласно календарному плану производства работ и графику движения рабочих:

1 Число работающих мужчин и женщин соответственно

$$N_p^m = 0,7N_p = 0,7 \cdot 15 = 11 \text{ чел}$$

$$N_p^ж = 0,3N_p = 0,3 \cdot 15 = 4 \text{ чел}$$

2 Общая численность работающих на строительстве объекта

$$N = \frac{N_p}{K_p} = \frac{15}{0,787} = 20 \text{ чел}$$

где  $K_p$  - нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.

3 Количество инженерно-технических работников  $N_{ИТР}$  с учетом нормативных коэффициентов категорий работников:

$$N_{ИТР} = N \cdot K_u = 20 \cdot 0,134 = 3 \text{ чел}$$

4 Количество служащих  $N_c = N \cdot K_c = 15 \cdot 0,043 = 1 \text{ чел}$ ;

численность младшего обслуживающего персонала (МОП) :

$$N_{МОП} = N \cdot K_m = 15 \cdot 0,036 = 1 \text{ чел}$$

5. Расчет требуемых площадей и оборудования бытовых помещений производится отдельно для мужчин и женщин соответственно:

$$A_m^i = K_m^i \cdot N_p^m; \quad A_{жс}^i = K_m^i \cdot N_p^{жс};$$

где  $K_i$  - нормативный показатель потребности по видам помещений и оборудования.

Таблица 5.16 - Экспликация временных зданий и сооружений

Экспликация помещений	Площадь помещения для мужчин, м <sup>2</sup>	Площадь помещения для женщин, м <sup>2</sup>
Прорабская	3x6=18	
Гардеробная	6x4=24	3x3=9
Душевая	3x6=18	
Сушильная	3x3=9	
Помещение для обогрева и отдыха	(3x6)x2=36	
Столовая	3x9=27	
Медпункт	3x6=18	
Умывальная	(1,1x1,2)x2=2,64	
Биотуалет	(1,1x1,2)x2=2,64	

#### 5.6.4 Освещение строительной площадки

Основные задачи проектирование производственного освещения: выбор системы и вида освещения, светильников и источников света; определение их рационального количество, мощности и размещения на стройплощадке.

Электрическое освещение осуществляется установками общего равномерного или локального освещения. Общее равномерное освещение строительных площадок должно быть не менее 2лк. Если нормативная освещенность  $E_n$  для конкретного вида работ более 2 лк, то дополнительно к общему равномерному освещению необходимо устраивать локальное освещение.

Для строительных площадок и участков, где работы, согласно календарному плану, выполняются в темное время суток (во 2-3 смены), предусматривают устройство рабочего освещения.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей эвакуации, а также в местах прохода, связанных с опасностью травматизма. При этом эвакуационная освещенность внутри строящегося здания (сооружения) должна быть не менее 0,5лк, а вне - 2 лк.

Количество прожекторов для стройки можно рассчитать по формуле

$$N = \frac{m \cdot E_n \cdot K \cdot A}{P_l} = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot (112,8 \cdot 206)}{1000} = \frac{13942}{1000} = 14шт$$

где  $m$  - коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света, КПД прожекторов и коэффициент использования светового потока; для ламп накаливания (ЛН)  $m=0,2-0,25$ ; для дуговых ртутных ламп (ДРЛ)  $m=0,12-0,16$ ;

$E_n$  - нормируемая освещенность, лк;

$K$  - коэффициент запаса;

$A$  - освещаемая площадь (площадь площадки, монтажной зоны, захватки и т.п.), м<sup>2</sup>;

$P_l$  - мощность лампы, Вт.

Минимальная высота установки прожекторов на освещаемой поверхности

$$h_{\min} = \sqrt{I_{\max} / 300} = \sqrt{120000 / 300} = 20м$$

где  $I_{\max}$  - максимальная сила света, кд.

Расстояние между стойками (мачтами) рекомендуется принимать с учетом соотношения

$$l = (6 - 15)h_{\min} = (6 - 15)20 = 120 - 300м$$

### 5.6.5 Техничко-экономические показатели стройгенплана

1 Площадь строительной площадки - 23236,8 м<sup>2</sup>;

2 Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями - 3240м<sup>2</sup>;

3 Площадь застройки временными зданиями и сооружениями - 169,56м<sup>2</sup>;

4 Площадь складов - 1404 м<sup>2</sup>

1. Коэффициент компактности застройки определяется по формуле

$$K_{к.з.} = \frac{F_n}{F_{стр}} \cdot 100\% = \frac{3240}{23236,8} \cdot 100\% = 13,9\%$$

где  $F_n$  - площадь, занимаемая постоянными строящимися зданиями;  $F_{стр}$  - площадь строительной площадки.

2. Коэффициент застройки  $K_з$ , %, определяется по формуле

$$K_з = \frac{F_B}{F_n} \cdot 100\% = \frac{169,56}{3240} \cdot 100\% = 5,2\%$$

где  $F_B$  - площадь, занимаемая временными зданиями и сооружениями;

$F_n$  - площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями

### 5.6 Мероприятия по технике безопасности и охране окружающей среды

Не допускается выпуск воды со строительных площадок непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва. На территории строящихся объектов не допускается не предусмотренное проектной документацией сведение древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарников. При производстве работ, связанных со сводкой леса и кустарника, строительство необходимо организовывать так, чтобы обеспечить отеснение животного мира за пределы строительной площадки.

Все предприятия, ведущие строительные работы на сельскохозяйственных землях, должны привести их в пригодное состояние в ходе работ, а при невозможности - в течение года после завершения всех работ. Предприятия обязаны снимать и хранить плодородный слой почвы для последующей рекультивации земель или повышения плодородия малопродуктивных угодий.

Приведенный перечень мероприятий и работ по охране природной среды в каждом конкретном случае должен быть уточнен с отражением принятых решений в проектно-сметной документации.

При бестарной перевозке порошкообразных материалов (цемента, гипса, извести, молотого известняка и др.) применяют автоцементовозы, оборудованные устройствами для разгрузки и саморазгрузки или только для разгрузки.

Общественный контроль осуществляют профсоюзные организации, комитетам которых представлены широкие права по контролю за выполнением законодательства о труде, требований правил и норм по технике безопасности и производственной санитарии.

При создании строительной продукции строители используют технические средства, которые принято подразделять на основные, вспомогательные и транспортные.

На стройках, где по мере выполнения строительного-монтажных процессов обстановка и условия труда рабочих часто меняются и возможно совместное производство работ несколькими организациями, обеспечение выполнения правил техники безопасности является не только ответственной, но и сложной задачей. Для успешного решения этой задачи требуются высокое качество проектных решений, деятельная разработка ППР.

Основными направлениями природоохранных мероприятий при разработке объектных стройгенпланов являются:

- 1) охрана и рациональное использование водных ресурсов, земли и почвы;
- 2) уменьшение загрязнения воздушного бассейна;
- 3) борьба с шумом, вибрацией.

В связи с этим на стройгенплане предусматривают:

- установку четких размеров и границ стройплощадки;
- максимальную сохранность на территории строительной площадки растительного слоя грунта, деревьев и кустарников;
- исключение неорганизованного движения строительных машин автотранспорта по территории стройплощадки;
- складирование и хранение товарного бетона, раствора, цемента, лакокрасочных материалов в специальных емкостях;
- организацию специальных площадок для ремонта и обслуживания строительных машин и автотранспорта (заправка горючесмазочными материалами и т.п.)
- организацию специальных мест и емкостей для сборки строительного мусора.

**Раздел 6**  
**Экология и безопасность жизнедеятельности**



## **6.1 Анализ опасных и вредных негативных факторов при производстве основных видов строительного-монтажных работ**

Строительство отделения сборочного цеха производится на территории г. Пермь.

Для ограждения площадки строительства от основной территории завода по периметру стройплощадки устраивается забор из металлических щитов.

На стройплощадку предусмотрены два въезда.

Подключение временных инженерных сетей стройплощадки осуществляется от существующих сетей.

На территории площадки существует сеть дорог для подвоза строительных конструкций и материалов. Ширина проезжей части 3,5м.

На стройплощадке размещаются следующие санитарно-бытовые помещения: гардеробная, душевая, комната обогрева рабочих, комната для сушки одежды, медицинский пункт, комната приема пищи, умывальная, санузел.

Для складирования материалов предусмотрен неотапливаемый склад площадью 1560 м<sup>2</sup>.

В соответствии с нормами пожарной безопасности на площадке запроектированы пожарные гидранты.

Основным монтажным механизмом на стройплощадке является гусеничный кран ДЭК-321 с вылетом стрелы 32,75м. Опасная зона работы крана составляет 52м.

Для производства сварочных работ применяются сварочные трансформаторы ВХ 1-315 мощностью 22,5 кВт.

Подачу бетона к месту укладки осуществляют с помощью бетононасоса СБ-95 мощностью 57,7 кВт.

Для обеспечения площадки электроэнергией применяем трансформаторную подстанцию СКТП-560 мощностью 560 кВА и габаритными размерами 12х12 м.

Анализ условий труда на строительной площадке позволил определить опасные и вредные негативные факторы при производстве основных видов строительного-монтажных работ, перечень и параметры которых приведены в табл.6.1.

Табл. 6.1 - Опасные и вредные негативные факторы при производстве  
строительно-монтажных работ на строительной площадке

Наименование работ	Опасные и вредные факторы (ОиВФ)	Параметры ОиВФ		Нормативные источники	Мероприятия и средства защиты
		фактическая	нормативная		
1	2	3	4	5	6
Земляные работы	Обрушение грунта в котловане  Падение в котлован рабочих.			СНиП 12.04-2002	Устройство откосов котлованов с уклоном, соответствующим данному виду грунта, в соответствии с требованиями СНиП.  Устройство ограждений котлованов и трапов для спуска
Опалубочные и арматурные работы с использованием электросварочного оборудования	Обрушение опалубки  Острые кромки Лучистая электрическая дуга  Параметры электрического тока  Воспламенение горючих материалов  Брызги расплавленного металла			СНиП 12.04-2002	Надежное закрепление опалубки, обеспечивающее ее устойчивость  Необходимо применение защитной одежды, защитных щитков, экранов, масок  Устройство защитного заземления и зануления сварочных трансформаторов, преобразователей. Сопротивление заземления не должно превышать 4 Ом. Установка предохранителей на питающей сети, замков на пусковом ящике сварочного агрегата. Электроблокировка и отключающие устройства при замене электрода. Изоляция электропроводов. Сварочные агрегаты подключать к индивидуальному рубильнику. В радиусе 5 м от места производства сварочных работ исключить размещение горючих материалов.  Использование брезентовых курток, брюк, рукавиц
Бетонные работы	Неисправность бетононасоса			СНиП 12.04-2002	Проверка исправности бетононасосов, шлангов, манометров, предохранительных клапанов и др. оборудования. Наличие звуковой и световой сигнализации.

	Вибрация при уплотнении бетонной смеси вибраторами				Для работы с глубинными вибраторами использовать специальные защитные рукавицы Применение гибких тяг для площадных вибраторов.
Каменные работы	Обрушение лесов, подмостей  Падение с настила лесов подмостей кирпича, инструмента			СНиП 12.04-2002	Надежное закрепление элементов лесов и подмостей, обеспечивающее их устойчивость  Устройство бортовой доски вдоль настила и защитного козырька по периметру стен здания.
Монтажные работы с использованием электросварочного оборудования	Сбитый, неисправный инструмент  Обрыв ветвей стропы, падение монтируемых конструкций.  Падение с плит перекрытий инструмента, рабочих  Параметры электрического тока  Воспламенение горючих материалов  Брызги расплавленного металла				Замена неисправного инструмента  Работа с инвентарными, исправными стропами. Освобождение ветвей строп после закрепления монтируемой конструкции. Удаление из опасной зоны посторонних людей. Устройство на смонтированных перекрытиях ограждений с перилами высотой 1 м и бортовой доской  Устройство защитного заземления и зануления сварочных трансформаторов, преобразователей. Сопротивление заземления не должно превышать 4 Ом. Установка предохранителей на питающей сети, замков на пусковом ящике сварочного агрегата. Электроблокировка и отключающие устройства при замене электрода. Изоляция электропроводов. Сварочные агрегаты подключать к индивидуальному рубильнику.  В радиусе 5 м от места производства сварочных работ исключено размещение горючих материалов. Использование брезентовых курток, брюк, рукав

Штукатурные работы	<p>Падение с настила лесов подмостей материалов, инструмента, рабочих</p> <p>Вывал растворной смеси из бадьи</p> <p>Параметры электрического тока</p>			СНиП 12.04-2002	<p>Использование предохранительных поясов. Устройство бортовой доски вдоль настила и защитного козырька по периметру стен здания.</p> <p>Расчет границ опасной зоны работы крана, предупреждающие надписи, устройство звуковой и световой сигнализации</p> <p>Использование бадей с исправным запором.</p> <p>Напряжение токоприемников (светильники, шлифовальные машины и др. оборудование) должно быть не более 42 В.</p>
Малярные работы	<p>Вредные и опасные пары растворителей и красок</p> <p>Падение маляров с настилов подмостей, лесов</p> <p>Неисправный инструмент для окрасочных работ</p> <p>Воспламенение и взрыв летучих паров растворителей</p>			СНиП 12.04-2002	<p>Устройство систем вентиляции для снижения концентрации загрязнителей воздуха до ПДК, использование средств индивидуальной защиты: противогазов и респираторов.</p> <p>Надежное крепление досок настила к подмостям, лесам. Устройство ограждений и бортовых досок.</p> <p>Замена неисправного инструмента</p> <p>Проектирование и устройство систем вентиляции для снижения концентрации взрывоопасных смесей. Исключить нахождение рубильников и включателей в помещениях со взрывоопасными смесями</p>
Стекольные работы	Раскалывание стекла, острые кромки			СНиП 12.04-2002	<p>Резку стекла производить на столе со специальным покрытием. Обломку кромок толстого стекла необходимо производить плоскогубцами, у которых на губках должны быть резиновые наконечники. Стекольщик должен иметь защитные очки и напальчники из кожи или резины. Перенос стекла осуществлять в специальных ящиках в вертикальном положении, со</p>

					<p>вставкой прокладок из картона через 20-40 листов. Переносить стекла по лестницам и стремянкам запрещается. Перенос стекол осуществляют механизированным способом и в специальной таре. На рабочих местах стекло должно находиться в специальных ящиках</p> <p>Остекление производить с лесов и люлек с использованием предохранительных поясов.</p>
Монтажные работы по устройству покрытия	Падение кровельщика, предметов, инструмента, материалов			СНиП 12.04-2002	Устройство временного ограждения высотой не менее 1,1 м с бортовой доской, использование исправного и испытанного предохранительного пояса.

## 6.2. Порядок производства бетонных работ

Ежедневно перед началом укладки бетона в опалубку необходимо проверять состояние тары, опалубки и средств подмащивания. Обнаруженные неисправности следует незамедлительно устранять.

При подаче бетона с помощью бетононасоса необходимо:

осуществлять работы по монтажу, демонтажу и ремонту бетоноводов, а также удалению из них пробок только после снижения давления до атмосферного; удалять всех работающих от бетоновода на время продувки на расстояние не менее 10 м;

укладывать бетоноводы на прокладки для снижения воздействия динамической нагрузки на арматурный каркас и опалубку при подаче бетона.

Удаление пробки в бетоноводе сжатым воздухом допускается при условии:

наличия защитного щита у выходного отверстия бетоновода;  
нахождения работающих на расстоянии не менее 10 м от выходного отверстия бетоновода;  
осуществления подачи воздуха в бетоновод равномерно, не превышая допустимого давления.

При невозможности удаления пробки следует снять давление в бетоноводе, простукиванием найти место нахождения пробки в бетоноводе, расстыковать бетоновод и удалить пробку или заменить засоренное звено.

В зоне электропрогрева необходимо применять изолированные гибкие кабели или провода в защитном шланге. Не допускается прокладывать провода непосредственно по грунту или по слою опилок, а также провода с нарушенной изоляцией.

Зона электропрогрева бетона должна находиться под круглосуточным наблюдением электромонтеров, выполняющих монтаж электросети.

Пребывание работников и выполнение работ на этих участках не допускается, за исключением работ, выполняемых по наряду-допуску в соответствии с межотраслевыми правилами по охране труда при эксплуатации электроустановок.

Разборка опалубки должна производиться после достижения бетоном заданной прочности.

### **6.3 Порядок производства монтажных работ**

Строповку монтируемых элементов следует производить в местах, указанных в рабочих чертежах, и обеспечить их подъем и подачу к месту установки в положении, близком к проектному.

Запрещается подъем элементов строительных конструкций, не имеющих монтажных петель, отверстий или маркировки и меток, обеспечивающих их правильную строповку и монтаж.

Очистку подлежащих монтажу элементов конструкций от грязи и наледи необходимо производить до их подъема.

Монтируемые элементы следует поднимать плавно, без рывков, раскачивания и вращения.

Поднимать конструкции следует в два приема: сначала на высоту 20-30 см, затем после проверки надежности строповки производить дальнейший подъем.

Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы конструкций и оборудования на весу.

Установленные в проектное положение элементы конструкций или оборудования должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость.

Расстроповку элементов конструкций и оборудования, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного их закрепления согласно проекту.

Запрещается выполнять монтажные работы на высоте в открытых местах при скорости ветра 15 м/с и более, при гололеде, грозе или тумане, исключающих видимость в пределах фронта работ. Работы по перемещению и установке вертикальных панелей и подобных им конструкций с большой парусностью необходимо прекращать при скорости ветра 10 м/с и более.

#### **6.4. Порядок производства монтажных работ по устройству покрытия**

Не допускается выполнение кровельных работ во время гололеда, тумана, исключаяющего видимость в пределах фронта работ, грозы и ветра со скоростью 15 м/с и более.

Элементы и детали покрытия над производственным зданием, защитные фартуки, звенья водосточных труб, сливы, свесы и т.п. следует подавать на рабочие места в заготовленном виде.

Заготовка указанных элементов и деталей непосредственно на крыше не допускается.

Размещать на крыше материалы допускается только в местах, предусмотренных ППР, с применением мер против их падения, в том числе от воздействия ветра.

Запас материала не должен превышать сменной потребности.

**Раздел 7**  
**ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА**



## 7.1. Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года.

Локальная смета представлена в таблице

Таблица 7.1 - Локальная смета на общестроительные работы

на 1-этажный производственный

корпус, новое строительство

Сметная стоимость 2190,13 тыс.руб.

Сметная заработная плата 325,8 тыс.руб.

Составлено в уровне базисных цен 2001 г.

№ п/п	Шифр номера и позиции норматива	Наименование работ и затрат, ед.изм.	Количество	Стоимость единиц, руб.(ТЕР)		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел-дн	
				Всего	Эксплуатация машин	Всего (5 числ.х4)	Оплата труда(5зн.х4)	Эксплуатация машин(6числ.х4)	на единицу(ГЭСН)	Всего(10х4)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>I. Земляные работы</b>										
1	01-01-036-2	Планировка бульдозером площадки строительства (грубая), 1000 м <sup>2</sup>	8,1	<u>24,87</u>	<u>24,87</u>	201,45	-	<u>204,45</u>	-	-
		НР 95%		-	5,51		42,4	44,63		
		СП 50%					22,32			

2	01-01-013-8	Разработка грунта 2 категории экскаватором емкостью ковша 0,65 м <sup>3</sup> глубиной котлована до 4 м, 100 м <sup>3</sup>	4,4	<u>4013,75</u> 1617,93	<u>3889,13</u> 647,17	17660,5	7118,89	<u>17112,17</u> 2847,55	11,41	50,20
		НР 95%					9468,12			
		СП 50%					4983,22			
3	01-01-003-8	То же в отвал	1,25	<u>2907,52</u> 99,87	<u>2897,3</u> 465,44	3634,4	124,84	<u>3621,63</u> 581,8	10,48	13,10
		НР 95%					671,31			
		СП 50%					353,32			
4	01-02-061-2	Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	3,5	<u>711,5</u> 711,5	=	2490,25	2490,25	=	97,20	340,2
		НР 95%					2365,74			
		СП 50%					1245,13			
5	06-01-036-1	Обратная засыпка фундаментных балок песком	4,25	<u>16134,46</u> 16134,46	<u>15112,17</u> 856,17	6857,21	6857,21	<u>64226,72</u> 3638,72	196,47	835
		НР 95%					9971,13			
		СП 50%					5247,97			
6	01-02-061-2 01-02-005-1	Обратная засыпка траншей, пазух фундаментов с уплотнением грунта с применением электропневмотрамбовок	31,5	<u>1089,56</u> 1089,56	<u>176,62</u> 36,84	3813,46	3813,46	<u>5562,9</u> 1160,46	109,73	3456,5
		НР 95%					4725,22			
		СП 50%					2486,96			
<b>II. Фундаменты</b>										
7	06-01-001-5	Устройство монолитного отдельностоящего железобетонного фундамента под колонну, 100 м <sup>3</sup>	2	<u>10871,17</u> 4370,19	<u>2752,92</u> 388,38	21742,34	8740,38	<u>5505,84</u> 776,76	785,88	1571,76
		НР 105%					9993			
		СП 65%					6186,14			

8	07-01-001-15	Укладка фундаментных балок, 100 шт	0,36	<u>10810,17</u> 4370,19	<u>3588,58</u> 614,75	3891,6	1573,27	<u>1291,89</u> 221,31	416,25	149,85
		НР 105%					1884,31			
		СП 65%					1166,48			
9	08-01-003-03	Устройство горизонтальной изоляции из 2-х слоев рубероида, 100 м <sup>2</sup>	3,3	<u>6058,96</u> 167,84	<u>82,08</u> 20,8	19994,57	553,87	<u>270,86</u> 68,64	20,10	66,33
		НР 130%					809,26			
		СП 85%					529,13			
<b>III. Каркас зданий</b>										
10	09-03-002-5	Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м, массой до 5т	129,2	<u>495,19</u> 135,94	<u>284,23</u> 36,73	63978,55	17563,45	<u>36722,52</u> 4745,52	11,42	1475,46
		НР 130%					29001,66			
		СП 85%					18962,62			
11	07-01-19-11	Монтаж подкрановых балок, 100шт	0,36	<u>66015,88</u> 12682,41	<u>21338,47</u> 2571,95	23765,72	4565,67	<u>7681,85</u> 925,9	1040,4 8	374,57
		НР 130%					7139,04			
		СП 85%					4667,83			
12	09-03-012-07	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м и пролетом до 24м, массой более 5 т	41,04	<u>560,8</u> 116,17	<u>285,25</u> 30,80	23015,23	23015,23	<u>11706,66</u> 1264,03	9,99	409,99
		НР 130%					31563,04			
		СП 85%					20637,37			
13	07-01-027-08	Монтаж ребристых плит покрытия, 100 шт	1,8	<u>13590,37</u> 3400,6	<u>6512,88</u> 847,54	24462,67	24462,67	<u>11723,18</u> 1525,57	306,36	551,45
		НР 130%					33787,71			
		СП 85%					22090			

**IV. Стены**

14	07-01-034-3	Монтаж стеновых панелей, 100шт	4,22	<u>31701,98</u>	<u>18087,56</u>	133782,36	40678,44	<u>76329,5</u>	790,72	3336,84
				9639,44	2298,57		65491,93	9699,97		
		НР 130%					42821,65			
15	07-01-037-1	Заполнение вертикальных швов стен панелей цементным р-ром, 100м шва	13,2	<u>822,64</u>	<u>259,99</u>	10858,85	3431,87	<u>3431,87</u>	23,70	312,84
				259,99	295,53		9532,73	3901		
		НР 130%					6232,94			
16	07-01-037-4	Герметизация мастикой вертикальных швов, 100м шва	13,2	<u>1170,43</u>	<u>216,03</u>	15449,68	2851,6	<u>2851,6</u>	19,0	250,8
				216,03	236,15		7759,41	3117,18		
		НР 130%					5073,46			
17	07-01-037-3	Герметизация мастикой горизонтальных швов, 100м шва	6,57	<u>1008</u>	<u>176,49</u>	6622,56	1159,54	<u>1159,54</u>	15,9	104,46
				176,49	197,76		3196,47	1299,28		
		НР 130%					2090			

**V. Проёмы**

18	07-01-055-1	Установка ворот распашных с установкой мет-их столбов, 100шт	0,02	<u>39792,59</u>	<u>13109,28</u>	795,85	463,71	<u>262,19</u>	2058,08	41,16
				23185,39	1823,76		450,17	36,48		
		НР 90%					425,16			
19	15-05-003-5	Остекление оконным стеклом, 100м <sup>2</sup>	10,37	<u>3576,37</u>	<u>288,72</u>	37086,96	4707,57	<u>2994,03</u>	92,89	963,27
				453,96	13,51		4362,9	140,1		
		НР 90%					4120,52			
20	10-01-040-1	Заполнение дверных внутренних проемов до 2-х м <sup>2</sup> , 100м <sup>2</sup>	0,60	<u>19534,97</u>	<u>288,1</u>	11720,98	2522,05	<u>172,86</u>	442,0	265,2
				4203,42	65,59		2305,26	39,35		
		НР 90%					2177,19			
		СП 85%								

**VI. Полы**

21	11-01-014-2	Устройство бетонных полов, 100м <sup>2</sup>	32,4	<u>11064,22</u> 467,49	<u>327,52</u> -	358480,7	15146,68	<u>10611,65</u> -	33,5	1085,4
		НР 123%					18630,42			
		СП 75%					11360,01			
22	11-01-027-02	Устройство полов из керамической плитки, 100м <sup>2</sup>	2,4	<u>7659,98</u> 1073,18	<u>132,27</u> 30,30	18383,95	2575,63	<u>317,45</u> 72,72	119,78	287,47
		НР 123%					3257,47			
		СП 75%					1986,26			
23	11-01-017-01	То же мозаичных из мраморной крошки, 100м <sup>2</sup>	30	<u>20586,17</u> 1345,1	<u>388,27</u> 54,88	617585,1	40353	<u>11648,1</u> 1646,4	144,30	4329
		НР 123%					51659,26			
		СП 75%					31499,55			

**VII. Покрытия и кровли**

24	12-01-015-04	Устройство пароизоляции из 1 слоя рубероида на битумной мастике, 100 м <sup>2</sup>	32,4	<u>916,91</u> 90,95	<u>28,83</u> 1,34	29707,88	2946,78	<u>934,09</u> 43,42	10,51	340,52
		НР 120%					3588,24			
		СП 65%					1943,63			
25	12-01-013-03	Укладка утеплителя, 100 м <sup>2</sup>	32,4	<u>4488,23</u> 300,75	<u>119,67</u> 11,91	145418,65	9744,3	<u>3877,31</u> 385,88	45,54	1475,5
		НР 120%					12156,22			
		СП 65%					6584,52			
26	12-01-017-01(02)	Устройство цементной стяжки толщиной 25мм, 100 м <sup>2</sup>	32,4	<u>1803,49</u> 174,01	<u>260,36</u> 165,55	58433,08	5637,92	<u>8435,66</u> 5363,82	37,22	1205,93
		НР 120%					13202,09			
		СП 65%					7151,13			
27	12-01-002-01	Устройство мягкой кровли, 100 м <sup>2</sup>	32,4	<u>9551,77</u> 284,56	<u>334,29</u> 14,94	309477,35	9219,74	<u>10831</u> 484,06	29,72	962,93

		НР 120%					11644,56			
		СП 65%					6307,47			

**VIII. Отделочные работы**

28	15-02-001-1	Штукатурка поверхностей сложным раствором, 100 м <sup>2</sup>	55	<u>1773,73</u> 699,21	<u>75,94</u> 36,2	97555,15	38456,55	<u>4176,7</u> 1991	70,88	3898,4
		НР 105%					42469,93			
		СП 55%					22246,15			
29	15-04-001-3	Побелка по штукатурке потолков водными красками, клеевая, 100м <sup>2</sup>	32,4	<u>888,88</u> 571,6	<u>7,12</u> 1,28	28799,71	18519,84	<u>230,69</u> 41,47	65,23	2113,45
		НР 105%					19489,38			
		СП 55%					10208,72			
30	15-04-024-8	Масляная покраска по штукатурке, 100 м <sup>2</sup>	55	<u>1051,74</u> 180,77	<u>3,69</u> 0,71	57845,7	9942,35	<u>202,95</u> 39,05	21,12	1161,6
		НР 105%					10480,47			
		СП 55%					5489,77			
31	15-04-024-4(5)	То же окон и дверей, 100 м <sup>2</sup>	1,3	<u>1718,14</u> 686,94	<u>6,02</u> 1,18	2233,58	893,02	<u>7,83</u> 1,53	80,3	104,39
		НР 105%					939,28			
		СП 55%					492			
32	15-04-030-1	То же металлоконструкций, 100 м <sup>2</sup>	13,3	<u>569,95</u> 87,92	<u>2,32</u> 0,48	7580,34	1169,34	<u>30,86</u> 6,38	9,68	128,74
		НР 105%					1234,51			
		СП 55%					646,65			
33	15-01-017-1	Облицовка стен керамической плиткой, 100 м <sup>2</sup>	4,82	<u>10291,4</u> 2687,58	<u>39,3</u> 17,17	49604,55	12954,14	<u>189,43</u> 82,76	290,70	1401,17
		НР 105%					13688,75			
		СП 55%					7170,3			

<b>Прямые затраты</b>	<b>1576961,88</b>	<b>руб.</b>
<b>Накладные расходы</b>	<b>382044,66</b>	<b>руб.</b>
<b>Сметная прибыль</b>	<b>231119,76</b>	<b>руб.</b>
<b>Итого по смете</b>	<b>2190126,3</b>	<b>руб.</b>

## 7.2. Объектная смета

Объектная смета разработана по форме №3 и определяет затраты генподрядных строительных организаций.

В объектные сметы включены затраты на производство всех видов строительных, монтажных и специальных работ.

Затраты калькулируются на основе локальных смет и распределяются по графам:

- Графа 4 «Строительные работы»
- Графа 5 «Монтажные работы»
- Графа 6 «Оборудование, мебель и инвентарь»
- Графа 7 «Прочие затраты»
- Графа 10 «Показатель единичной стоимости (руб.)»

Ввиду отсутствия локальных смет на санитарно-технические и другие виды работ объектные сметы разработаны по укрупненным показателям (в % от общестроительных работ) или по укрупненным показателям, исходя из затрат на объекты-аналоги (затраты на 1 м<sup>2</sup>, на 1 место).

В объектных сметах определены следующие показатели:

- 1) сметная стоимость затрат по объекту
- 2) сметная заработная плата по объекту
- 3) показатель единичной стоимости.

Объектная смета представлена в таблице 7.2.



**Таблица 7.2 - Объектная смета  
на строительство 1-этажного производственного корпуса,  
новое строительство**

**Сметная стоимость 4123,05 тыс.руб.**

**Средства на оплату труда 1030,69 тыс.руб.**

**Расчетный измеритель стоимости 1,2725 тыс.руб/м<sup>2</sup>**

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, млн. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб. (30%всего)	Показатели единичной стоимости (всего/ S <sub>общ</sub> )
			строительных работ монтажных работ (СМР=ст-ть 1м <sup>2</sup> ·S <sub>общ.кв</sub> )	оборудования, мебели, инвентаря (12%СМР)	прочих затрат (1%СМР)	Всего (4+5+6+7)		
1	2	3	4,5	6	7	8	9	10
1.	Укрупненные показатели	<b>Общестроительные работы</b>	<b>2190,13</b>	<b>262,82</b>	<b>21,9</b>	<b>2474,85</b>	<b>742,46</b>	<b>0,7638</b>
		<b>Санитарно-технические работы</b>						
2.	Укрупненные показатели	Отопление – 6,2 % от «Общестроительные работы»	135,79	16,29	1,36	153,44		
3.	Укрупненные показатели	Вентиляция – 7,1 % от «Общестроительные работы»	155,5	18,66	1,55	175,71		

4.	Укрупненные показатели	Внутренний водопровод – 1,2 % от «Общестроительные работы»	26,28	3,16	0,26	29,7		
5.	Укрупненные показатели	Канализация – 1,35 % от «Общестроительные работы»	29,57	3,55	0,3	33,41		
		Итого по санитарно-техническим работам	347,14	41,66	3,47	392,26		
		Накладные расходы – 128 % от ФЗП	417,02			417,02		
		Сметная прибыль – 83 % от ФЗП	270,41			270,41		
		<b>Всего по санитарно-техническим работам:</b>	<b>1034,57</b>	<b>41,66</b>	<b>3,47</b>	<b>1079,69</b>	<b>117,68</b>	<b>0,3332</b>
6.	Укрупненные показатели	Электроосвещение здания – 1,25 % от «Общестроительные работы»	27,38	3,29	0,27	30,94		
		Накладные расходы – 105 % от фонда заработной платы (ФЗП)	342,09			342,09		
		Сметная прибыль – 60 % от ФЗП	195,48			195,48		
		<b>Всего по освещению:</b>	<b>564,95</b>	<b>3,29</b>	<b>0,27</b>	<b>568,51</b>	<b>170,55</b>	<b>0,1755</b>
		<b>Всего по объекту</b>	<b>3789,65</b>	<b>307,77</b>	<b>25,64</b>	<b>4123,05</b>	<b>1030,69</b>	<b>1,2725</b>

### **7.3. Сводный сметный расчёт стоимости строительства промышленного здания**

Для отражения полной стоимости всех работ и затрат, предусмотренных проектом, включая сметную стоимость строительных и монтажных работ, затрат на приобретение оборудования, инструмента, инвентаря, а также всех сопутствующих затрат, составляется сводный сметный расчет стоимости строительства.

В сводном сметном расчете средства распределяются по главам и графам, в зависимости от характера работ и затрат.

Главы сводного сметного расчета:

1. Подготовка территории строительства.
2. Основные объекты строительства.
3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения.
4. Объекты энергетического хозяйства.
5. Объекты транспортного хозяйства и связи.
6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации, теплоснабжения и газоснабжения.
7. Благоустройство и озеленение территории.
8. Временные здания и сооружения.
9. Прочие работы и затраты.
10. Содержание дирекции (технический надзор) строящегося предприятия (учреждения), авторский надзор.
11. Подготовка эксплуатационных кадров.
12. Проектные и изыскательские работы.

Сводный сметный расчет стоимости строительства здания представлен в таблице 3.

Сводный сметный расчет в сумме 13849,67 тыс.руб.  
 В том числе возвратных сумм 21,40 тыс.руб.

**Таблица 7.3 - Сводный сметный расчет стоимости строительства**

№ п/ п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			Строительн о - монтажные работы	Оборудо вания и приспосо блений	Прочие затраты	
1	2	1	4	5	6	7
1	Смет.расч. 2	Глава 1 «Подготовка территории строительства»				
	(0,4% гл. 2-3)	Отвод территории строительства	-	-	17,15	17,15
	(2% гл. 2-3)	Подготовка территории строительства	85,76	-	-	85,76
		<b>Итого по гл. 1</b>	<b>118,01</b>	<b>-</b>	<b>26,05</b>	<b>144,06</b>
2	Объектная смета	Глава 2 «Основные объекты строительства»	3789,65	307,77	25,64	4123,05
3	Смет. расч. 1 (4%объект. см)	Глава 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения»	151,59	12,31	1,03	164,92
		<b>Итого по гл. 2-3</b>	<b>3941,24</b>	<b>320,08</b>	<b>26,67</b>	<b>4287,97</b>
4		Глава 4 «Объекты энергетического хозяйства»	(10%итого гл.2-3) 394,12	(14%итого гл.2-3) 44,81	-	669,98
5		Глава 5 «Объекты транспортного хозяйства и связи»	(5%итого гл.2-3) 197,06	(5%итого гл.2-3) 16	(5%итого гл.2-3) 2,38	(5%итого гл.2-3) 325,64
6	Смет.расч. 3 (4,2% от гл. 2-3)	Глава 6 «Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения»	165,53	13,44	1,12	180,09
7	Смет.расч. 4 (5% от гл. 2-3)	Глава 7 «Благоустройство и озеленение территории»	214,4	-	-	241,4
		<b>Итого по гл. 1-7</b>	<b>4912,35</b>	<b>394,33</b>	<b>30,17</b>	<b>5705,08</b>
8	Смет.расч. 5 (2,5% о гл. 1-7)	Глава 8 «Временные здания и сооружения»	142,63	-	-	142,63
		<b>Итого по гл. 1-8</b>	<b>5054,98</b>	<b>394,33</b>	<b>30,17</b>	<b>5847,71</b>
9	Смет.расч. 6	Глава 9 «Прочие работы и затраты»				
	(1,5% гл. 1-8)	Дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время	87,72	-	-	87,72
	(1,7% гл. 1-8)	Затраты на аккордную плату труда рабочих	-	-	99,41	99,41
	(3,7% гл. 1-8)	Затраты, связанные с подвижным характером работ	-	-	216,37	216,37
	(1% от гл. 1-8)	Затраты, связанные с выплатой премий за ввод в действие производственных	-	-	58,48	58,48

		мощностей и объектов с коэфф. = 0,83				
	(3% от гл. 1-8)	Средства на возмещение поправки и сметной стоимости СМР	175,43	-	-	175,43
		<b>Итого по гл. 1-9</b>	<b>5318,13</b>	<b>394,33</b>	<b>404,43</b>	<b>6485,12</b>
1 0		Глава 10. Содержание дирекции (технический надзор) строящихся предприятий (учреждений) и авторский надзор	-	-	930	930
1 1		Глава 11. Расходы на подготовку эксплуатационных кадров (с коэф. К=0,9)	-	-	5836,61	5836,61
1 2	Смет.расч. 7 (3% от гл. 1-9)	Глава 12 «Проектные и изыскательские работы для типовых объектов»	-	-	194,55	194,55
		<b>Итого по гл. 1-12</b>	<b>5318,13</b>	<b>394,33</b>	<b>7365,59</b>	<b>13446,28</b>
	(3% от гл. 1-12)	Резерв средств (типовые )	403,39	-	-	403,39
		<b>Всего по сводно- сметному расчёту</b>	<b>5721,52</b>	<b>394,33</b>	<b>7365,59</b>	<b>13849,67</b>
		Возврат суммы	21,40	-	-	21,40

#### 7.4. Расчёт договорной цены

Договорные цены в строительстве носят чисто условный характер, поскольку они являются открытыми. Рассчитывается договорная цена на момент заключения договора подряда на капитальное строительство. В договорную цену сверх базовой цены включают затраты, вызванные инфляцией, рост цен на энергоносители, материалы, заработную плату, эксплуатацию машин, т.е. на все ценообразующие факторы. Это определяется индексом роста цен на производство строительно-монтажных работ (СМР):

$$I_{смр} = I_m + I_э + I_{з.н.} + I_{экспл.маш.} + I_{с.п.} + I_{н.р.} + \dots + НДС$$

Индекс роста цен исчисляется РЦЦС на каждый объект отдельно. Для г. Пермь средний индекс роста цен на 2017 год равен 8,0.

Стоимость строительства заданного объекта в текущих ценах 2017 года составляет:  $13849,67 \cdot 8,0 = 110,8$  млн.руб.

### **Список использованных источников:**

- 1 Абрашитов В.С., Второв Б.М. Компановка и статический расчет поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания. Пенза: ПГУАС, 1996.
- 2 Абрашитов В.С., Туманов В.А. Расчет и проектирование стропильных металлических ферм. Пенза: ПГУАС, 2010.
- 3 Багдоев С.Г. Проектирование поперечной рамы одноэтажного промышленного здания. Пенза: ПГУАС, 2010.
- 4 Агафонкина Н.В., Рязанова Г.Н. Технологические процессы в строительстве: учебное пособие. – Пенза: ПГУАС, 2013.
- 5 Кузин Н.Я. Проектирование и расчет стальных ферм покрытия промышленных зданий. М.: ИНФРА-М, 2015.
- 6 Кудишин Ю.И., Беленя Е.И. Металлические конструкции. Москва: Академия, 2010.
- 7 Дикман Л.Г. Организация строительного производства. М.:Издательство АСВ,2002.
- 8 Михеев А.П. Промышленные здания. М.: АСВ, 2013.
- 9 Пресняков А.В. ППР на возведение надземной части здания. – Пенза, 2000.
- 10 Пресняков А.В., Вдовина В.Я. Разработка технологических и организационных решений в проектах производства работ: Учебное пособие. – Пенза, 1999.
- 11 Теличенко В.И., Терентьев О.М. Технология возведения зданий и сооружений: Учеб. для строит. вузов – М.: Высш. Шк.,2006.
- 12 Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. – М.:»Архитектура-С», 2007.
- 13 СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. М.: Минрегион России, 2011.
- 14 СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. М.: Минрегион России, 2011.
- 15 СП 70.13330.2012. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. М.: Минрегион России, 2012.
- 16 СП 12-135-2003 «Безопасность труда в строительстве. Отраслевые типовые инструкции по охране труда»
- 17 СП 131.13330.2012. Строительная климатология: М.: Минрегион России, 2012.
- 18 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003

- 19 СНиП 21-01-97\* Пожарная безопасность зданий и сооружений (с Изменениями N 1, 2)
- 20 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Изменением N 1)
- 21 СП 48.13330.2011. Свод правил. Организация строительства. М.: Минрегион России, 2011.
- 22 ГЭСН-2001-01. Сборник №1. Земляные работы.
- 23 ГЭСН-2001-06. Сборник №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.
- 24 ГЭСН-2001-07. Сборник №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные.
- 25 ГЭСН-2001-08. Сборник №8. Конструкции из кирпича и блоков.
- 26 ГЭСН-2001-09. Сборник №9. Строительные металлические конструкции.
- 27 ГЭСН-2001-11. Сборник №11. Полы.
- 28 ГЭСН-2001-12. Сборник №12. Крыши, кровли.
- 29 ГЭСН-2001-15. Сборник №15. Отделочные работы.
- 30 ЕНиР Сборник Е-2 Выпуск 1. Земляные работы. Выпуск 1. Ручные и механизированные работы.
- 31 ЕНиР Сборник Е-4 Выпуск 1. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения.
- 32 ЕНиР Е-5 Выпуск 1. Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения.
- 33 ЕНиР Е-7. Кровельные работы.
- 34 ЕНиР Е-8 Выпуск 1. Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1. Отделочные покрытия.
- 35 ЕНиР Е-19. Устройство полов.
- 36 МДС 81-25.2004. Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве. М.: Госстрой России, 2004.
- 37 МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. М.: Госстрой России, 2004.
- 38 МДС 81-35.2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории РФ. М.: Госстрой России, 2004
- 39 ТЕР-2001-01. Сборник №1. Земляные работы.
- 40 ТЕР-2001-06. Сборник №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.
- 41 ТЕР-2001-07. Сборник №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные.
- 42 ТЕР-2001-08. Сборник №8. Конструкции из кирпича и блоков



43 ТЕР-2001-09. Сборник №9. Строительные металлические конструкции

44 ТЕР-2001-11. Сборник №11. Полы.

45 ТЕР-2001-12. Сборник №12. Крыши, кровли.

46 ТЕР-2001-15. Сборник №15. Отделочные работы.

47 ТСЦм-2001. Территориальные сборники сметных цен на материалы, изделия и конструкции. Часть 1. Материалы для общественных работ.

48 ТСЦм-2001. Территориальные сборники сметных цен на материалы, изделия и конструкции. Часть 2. Строительные конструкции и изделия.

49 ТСЦм-2001. Территориальные сборники сметных цен на материалы, изделия и конструкции. Часть 4. Местные строительные материалы, изделия и конструкции.

50 Roger L. Brockenbrough - Structural steel designer's handbook

51 Derek Phillips - Daylighting: natural light in architecture

52 EN 1993-1-1 Design of steel structures - Part 1-1 General rules and rules for buildings

53 Joints in Steel Construction. Moment Connections

54 Low Rise Residential Construction. Details

## Расчет фермы

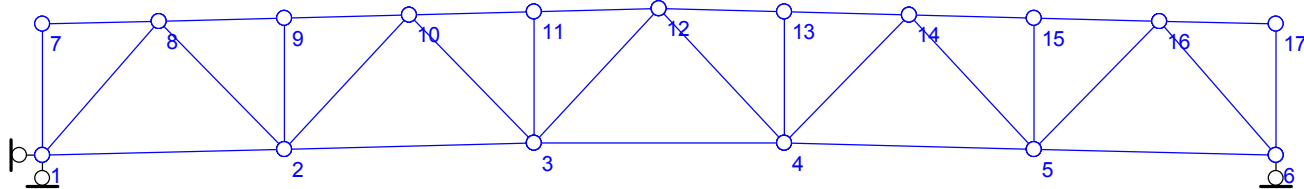
### Исходные данные

Узлов: 17

Стержней: 31

Закрепленных узлов: 2

Расчетная схема (исходная):



Координаты узлов:

№ узла	1	2	3	4	5	6
X	0,000	5,800	11,800	17,800	23,800	29,600
Y	0,000	0,145	0,295	0,295	0,145	0,000

№ узла	7	8	9	10	11	12
X	0,000	2,800	5,800	8,800	11,800	14,800
Y	3,150	3,220	3,295	3,370	3,445	3,520

№ узла	13	14	15	16	17
X	17,800	20,800	23,800	26,800	29,600
Y	3,445	3,370	3,295	3,220	3,150

Стержни:

№ стержня	1	2	3	4	5
Начало-конец	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Длина	5,802	6,002	6,000	6,002	5,802
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	6	7	8	9	10
Начало-конец	1-7	2-9	3-11	4-13	5-15
Длина	3,150	3,150	3,150	3,150	3,150
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	11	12	13	14	15
Начало-конец	6-17	7-8	8-9	9-10	10-11
Длина	3,150	2,801	3,001	3,001	3,001
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	16	17	18	19	20
Начало-конец	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
Длина	3,001	3,001	3,001	3,001	3,001
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	21	22	23	24	25
Начало-конец	16-17	1-8	8-2	2-10	10-3
Длина	2,801	4,267	4,296	4,405	4,296
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	26	27	28	29	30
Начало-конец	3-12	12-4	4-14	14-5	5-16
Длина	4,405	4,405	4,296	4,405	4,296
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	31
Начало-конец	16-6
Длина	4,267
Относит. жесткость	1,000

Закрепления узлов:

№ узла	1	6
Горизонтальное	Да	-
Вертикальное	Да	Да

### Нагрузки

#### Напряжение 1 (Постоянная нагрузка от собственного веса)

Нагруженных узлов - 11

Значения нагрузок:

№ узла	7	8	9	10	11	12
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	29,160	58,320	58,320	58,320	58,320	58,320

№ узла	13	14	15	16	17
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	58,320	58,320	58,320	58,320	29,160

#### Напряжение 2 (Постоянная нагрузка от снега)

Нагруженных узлов - 11

Значения нагрузок:

№ узла	7	8	9	10	11	12
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	28,800	57,600	57,600	57,600	57,600	57,600

№ узла	13	14	15	16	17
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	57,600	57,600	57,600	57,600	28,800

#### Напряжение 3 (От моментов)

Нагруженных узлов - 4

Значения нагрузок:

№ узла	7	17	6	1
Fx	-99,023	164,657	-164,657	99,023
Fy	0,000	0,000	0,000	0,000

### Результаты расчета

Таблица внутренних усилий в стержнях при нагружениях:

- 1 (Постоянная нагрузка от собственного веса)
- 2 (Постоянная нагрузка от снега)
- 3 (От моментов)

Стержень	Длина	Нагруж. 1	Нагруж. 2	Нагруж. 3
1 (1-2)	5,802	233,353	230,472	-105,265
2 (2-3)	6,002	566,714	559,718	-118,573
3 (3-4)	6,000	661,864	653,693	-128,774
4 (4-5)	6,002	566,714	559,718	-145,190
5 (5-6)	5,802	233,353	230,472	-158,498
6 (1-7)	3,150	-29,160	-28,800	2,476
7 (2-9)	3,150	-58,320	-57,600	0,000
8 (3-11)	3,150	-58,320	-57,600	0,000
9 (4-13)	3,150	-58,320	-57,600	0,000
10 (5-15)	3,150	-58,320	-57,600	0,000
11 (6-17)	3,150	-29,160	-28,800	4,116
12 (7-8)	2,801	0,000	0,000	99,054
13 (8-9)	3,001	-427,814	-422,532	111,919
14 (9-10)	3,001	-427,814	-422,532	111,919
15 (10-11)	3,001	-650,054	-642,029	125,227
16 (11-12)	3,001	-650,054	-642,029	125,227
17 (12-13)	3,001	-650,054	-642,029	138,535
18 (13-14)	3,001	-650,054	-642,029	138,535
19 (14-15)	3,001	-427,814	-422,532	151,844
20 (15-16)	3,001	-427,814	-422,532	151,844
21 (16-17)	2,801	0,000	0,000	164,708
22 (1-8)	4,267	-355,513	-351,124	9,462
23 (8-2)	4,296	278,381	274,944	-9,526
24 (2-10)	4,405	-203,871	-201,354	9,767
25 (10-3)	4,296	119,306	117,833	-9,526
26 (3-12)	4,405	-17,637	-17,419	5,265
27 (12-4)	4,405	-17,637	-17,419	-14,268

Стержень	Длина	Нагруз. 1	Нагруз. 2	Нагруз. 3
28 (4-14)	4,296	119,306	117,833	9,526
29 (14-5)	4,405	-203,871	-201,354	-9,767
30 (5-16)	4,296	278,381	274,944	9,526
31 (16-6)	4,267	-355,513	-351,124	-9,462

Таблица опорных реакций в закрепленных узлах:

Узел	Реакция	Нагруз. 1	Нагруз. 2	Нагруз. 3
1	R <sub>x</sub>	0,000	0,000	0,000
1	R <sub>y</sub>	291,600	288,000	-6,985
6	R <sub>y</sub>	291,600	288,000	6,985

Приложение 1 Ведомость требуемых ресурсов (ведомость укрупненной номенклатуры работ)

№ п/п	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоёмкость чел./дн.		Состав звена			Потребность в механизмах маш./см.			Потребность в материалах, изделиях, конструкциях			Зарплата строителей и машинистов, руб.		
			единица измерения	количество	за единицу, тыс. руб.	всего, тыс.руб.	на единицу, чел-ч	всего чел./дн.	профессия	разряд	количество	наименование механизмов	на единицу, маш-ч	всего маш./см	наименование	единица измерения	Требуется на единицу (гр.4)	всего (гр.18х гр.5)	единицы	всего, (гр. 5 х гр.20)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	01-01-036-2	Планировка бульдозером площадки строительства (грубая)	1000 м <sup>2</sup>	8,1	0,02487	0,20	-	-	машинист	5	1	бульдозеры	0,25	0,25	-	-	-	-	4,23	34,26
2	01-01-013-8	Разработка грунта II кат. экскаватором емк. ковша 0,65 м <sup>3</sup> в котловане (траншее) гл. до 4 м с погрузкой в транспорт	1000 м <sup>3</sup>	4,4	4,01375	17,66	11,41	6,12	машинист	6 5	1 1	Экскаваторы 1-ковш. гус-ые бульдозеры	25,25 7,84	13,55 4,21	щебень	м <sup>3</sup>	0,04	0,16	647,17	2847,5
3	01-01-003-8	Тоже в отвал	1000 м <sup>3</sup>	1,25	2,90752	3,63	10,48	1,6	машинист	6	1	Экскаваторы одноковш. дизельные на гус.ходу	22,77	3,47	-	-	-	465,44	581,8	
4	01-02-061-2	Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	100 м <sup>3</sup>	3,50	0,7115	2,49	97,20	41,49	землекоп	3	6	-	-	-	-	-	-	711,5	2490,25	
5	06-01-001-5	Устройство монолитных отдельностоящих ж. бетонных фундаментов под колонны	100 м <sup>3</sup>	2	86,98415	173,97	785,88	191,68	Монтажник машинист	3 6	4 1	Краны башенные Вибраторы глубинные Автомобили бортовые электрические	30,35 8,03 0,99	60,7 16,06 1,98	Бетон Арматура Щиты из досок рогожа	м <sup>3</sup> т м <sup>2</sup>	101,5 4,5 64,1 153	203 9 128,1 306	7017,25	14034,5
6	07-01-001-15	Монтаж фундаментных балок	100шт	0,36	10,81017	3,89	416,25	18,27	Монтажник машинист	4 6	5 1	Краны гус-ые Авт-ли бортовые Вибраторы глубинные	32,94 8,20 2,58	1,45 0,36 0,11	Конс-ии сборные ж/б Бетон Р-р готовый клад-ый цементный Щиты из досок	шт м <sup>3</sup> м <sup>2</sup>	100 3,05 0,42 5,65	36 1,1 1,15 2,03	4370,19	1573,27
7	08-01-003-3	Устройство горизонтальной изоляции по фундаментам из 2-х сл. рубероида	100 м <sup>2</sup>	3,3	6,05896	19,99	20,10	8,09	каменщик	3	3	Котлы битумные передвижные	3,41	1,37	Р-р готовый кладочный Мастика битумная кровельная горячая Мат-лы гидроиз-ые рулонные	м <sup>3</sup> т т	2,5 0,42 220	8,25 1,39 726	167,84	553,87
8	06-01-036-1	Обратная засыпка фундаментных балок песком	100 м <sup>3</sup>	4,25	16,13446	68,57	196,47	421,52	землекоп	3	6	Трамбовки пневм-ие Компрессоры передвижные	12,18 3,04	46,79 11,68	-	-	-	711,50 144,67	22412,25 4557,11	
9	01-02-061-2 01-02-005-1	Обратная засыпка траншей, пазух фундаментов с уплотнением грунта с применением электропневмотрамбовок	100 м <sup>3</sup>	31,50	0,7115 0,37806	22,41 11,91	109,73	191,68	Монтажник машинист	3 6	4 1	Краны башенные Вибраторы глубинные Автомобили бортовые электрические	30,35 8,03	60,7 16,06	Бетон Арматура Щиты из досок рогожа	м <sup>3</sup> т м <sup>2</sup>	101,5 4,5 64,1 153	203 9 128,1 306	7017,25	14034,5
10	09-03-002-05	Монтаж металлических колонн одноэтажных промышленных зданий	1т	129,2	0,49519	63,98	11,42	179,93	Монтажник машинист	3 6	4 1	Краны на гусеничном ходу	1,86	29,31	Кислород технический газообразный Конструкции стальные	м <sup>3</sup> т	1,2 1	155,04 439,28	135,94	17563,45
11	07-01-19-11	Монтаж подкрановых балок до 5т и высоте здания до 25м	100шт	0,36	66,01588	23,77	1040,48	45,68	Монтажник машинист	3 6	4 1	Кран на гусеничном ходу	152,95	6,71	железобетонные балки электроды Э42 констр.эл-ты вспом. назначения	шт т т	100 0,33 1,81	36 0,19 0,65	12682,4 1	4565,67
12	09-03-012-07	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой более 10,0 т	1т	41,04	0,5608	23,02	9,99	50,00	Монтажник машинист	3 6	4 1	Кран на гусеничном ходу	1,53	7,66	Кислород технический газообразный Конструкции стальные	м <sup>3</sup> т	0,83 1	34,06 41,04	116,17	4767,62
13	07-01-027-8	Монтаж ребристых плит покрытия	100шт	1,8	13,59037	24,46	306,36	67,25	Монтажник машинист	3 6	4 1	Краны на гус.ходу	42,75	76,95	Кон-ии сборные ж/б Бетон Рубероид подкладочный	шт м <sup>3</sup> м <sup>2</sup>	100 21 98	180 37,8 176,4	3400,6	6121,08
14	07-01-034-3	Монтаж стеновых панелей	100шт	4,22	31,70198	133,78	790,72	406,93	Монтажник машинист	4 6	5 1	Краны гус-ые Уст-ки для сварки ручной дуговой Тягачи сед-ые Полуприцепы-тяжеловозы	131,82 56,77 14,49 14,49	64,84 29,22 7,46 7,46	Конс-ии сборные ж/б Электроды Вспом-ые эл-ты	шт т т	100 0,1 0,2	422 0,422 0,844	9639,44	40678,44

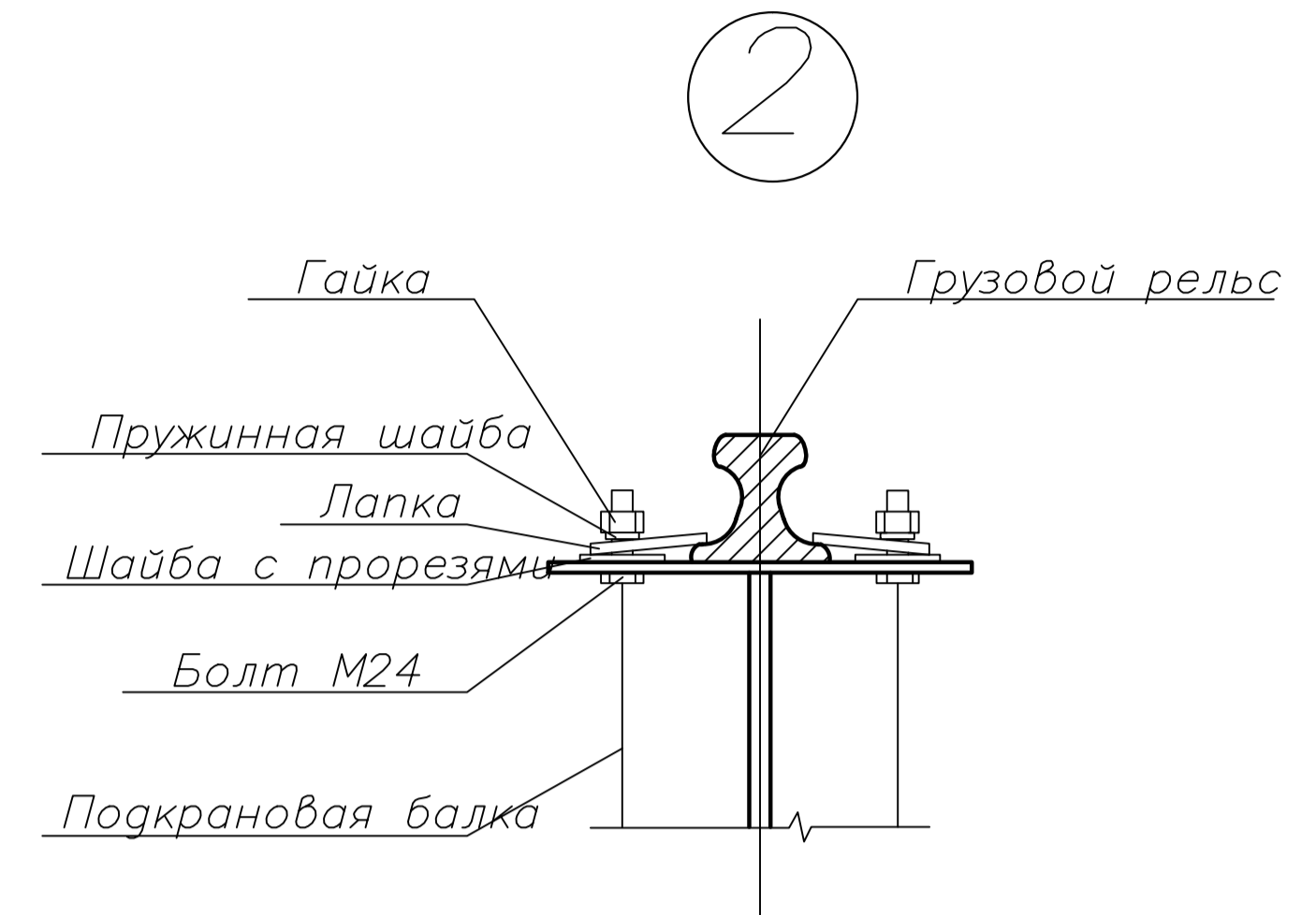
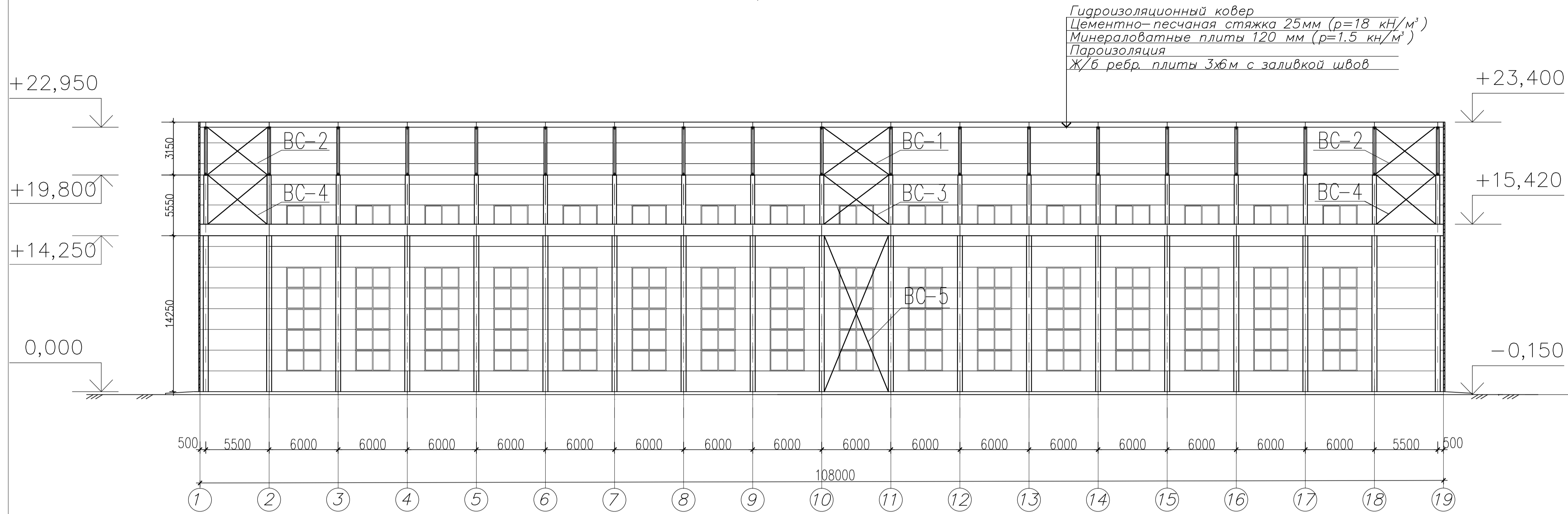
15	07-01-037-1	Заполнение вертикальных швов стен панелей цементным раствором	100м шва	13,2	0,82264	10,86	23,70	38,15	штукатур	4	4	люльки	10,7	17,22	р.р. готовый кладочный цементный	м <sup>2</sup>	0,84	11,09	259,99	3431,87
16	07-01-037-4	Герметизация мастикой вертикальных швов	100м шва	13,2	1,17043	15,45	19,00	30,59	штукатур	4	4	люльки	8,55	13,76	мастика клеящая	кг	85	1122	216,03	2851,6
17	07-01-037-3	Герметизация мастикой горизонтальных швов	100м шва	6,57	1,008	6,62	15,90	12,74	штукатур	4	4	люльки	7,16	5,74	мастика клеящая	кг	85	558,45	176,49	1159,54
18	07-01-055-1	Установка ворот распашных с установкой столбов металлических.	100 шт.	0,02	39,79259	0,8	2058,08	5,02	Электросварщик Машинист монтажник	3 6 4 3	1 1 1 1	Краны на гусеничном ходу	102,24	0,25	полотна ворот - стойки метал. опорные - бетон	шт. шт. м <sup>3</sup>	200 200 29,1	4 4 0,58	23185,3 9	463,71
19	15-05-003-5	Остекление оконным стеклом толщиной 4 мм фрагм с одним переплетом	100м <sup>2</sup>	10,37	3,25197	33,72	92,89	117,47	стекольщик	4	1	Авт-ли бортовые Краны башенные	0,35 0,25	3,63 2,59	Стекло оконное, толщиной 4 мм	м <sup>2</sup>	87	902,19	2298,25	23832,85
20	12-01-015-04	Устройство пароизоляции из 1 сл. рубероида на битумном мостике	100 м <sup>2</sup>	32,4	0,91691	29,71	10,51	41,53	термоизоли ровщик	5	3	Краны башенные Котлы бит-ые	0,04 0,86	0,16 3,4	Мастика бит-ая Битумы нефтяные керосин	м <sup>2</sup> т т	0,08 0,025 0,06	2,59 0,81 1,94	90,95	2946,78
21	12-01-013-03	Укладка утеплителя	100м <sup>2</sup>	32,4	4,48823	145,42	45,54	179,94	Кровельщик	5	6	Краны башенные Котлы бит-ые	0,35 1,84	1,38 7,27	Плиты теплоизоляц-ые Мастика битумная	м <sup>2</sup> т	103 0,201	406,98 0,79	300,75	9744,3
22	12-01-017-01 12-01-017-02	Устройство цементной стяжки толщиной 25 мм	100м <sup>2</sup>	32,4	1,80349	58,43	37,22	147,06	бетонщик	3	6	Краны башенные Агрегаты эл-насосные	0,78 2,36	3,08 9,32	Р-р кладочный Рубероид	м <sup>3</sup> м <sup>2</sup>	2,55 4,4	82,62 142,56	174,01	5637,92
23	12-01-002-01	Устройство мягкой кровли из 4-х слоев рубероида на битумной мостике	100м <sup>2</sup>	32,4	9,55177	309,48	29,72	117,43	гидроизоли ровщик	4	6	Краны башенные Авт-ли бортовые Котлы битумные передвижные автопогрузчики	0,44 0,36 10,29 0,13	1,74 1,42 40,66 0,51	Мат-лы рулонные кров. Мастика бит-ая Гравий для стр.работ	м <sup>2</sup> т м <sup>3</sup>	460 1,26 1,05	14904 40,82 34,02	284,56	9219,74
24	10-01-040-1	Заполнение дверных внутренних проемов до 2-х м <sup>2</sup>	100 м <sup>2</sup>	0,60	19,53497	11,72	442,00	32,34	плотник	4	3	Авт-ли бортовые	4,47	0,33	Коробки дверные Полотная для блоков дверных Пилоат-лы Ерши мет-ие	м м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> кг	315 85 0,51 25	189,6 51 0,31 15	4203,42	2522,05
25	15-02-001-1	Штукатурка поверхностей сложным раствором	100 м <sup>2</sup>	55	1,77373	97,56	70,88	475,41	штукатур	4	6	Растворонасосы Лебедки эл-ие	2,78 0,90	18,65 6,04	Р-р готовый воды	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	1,89 0,35	103,95 19,25	699,21	38456,55
26	15-04-001-3	Побелка по штукатурке (бетону) потолков водными красками, клеевая	100 м <sup>2</sup>	32,4	0,88888	28,8	65,23	257,74	маляр	5	2	Авт-ли бортовые подъемники	0,10 0,01	0,40 0,04	Мыло хоз-ое72% Клей малярный Ветошь	штг кг кг	2,5 1,2 0,11	9,88 38,88 3,56	571,6	18519,84
27	15-04-024-8	Масляная покраска по штукатурке	100 м <sup>2</sup>	55	1,05174	57,85	21,12	141,66	маляр	4	4	Авт-ли бортовые подъемники	0,05 0,01	0,34 0,07	Краски масляные ветошь	т кг	0,0267 0,21	1,47 11,55	180,77	9942,35
28	15-04-024-4 15-04-024-5	Тоже окон и дверей	100 м <sup>2</sup>	1,3	0,82145 0,89669	1,07 1,17	80,3	12,73	маляр	4	4	Авт-ли бортовые подъемники	0,08 0,02	0,01 0,003	Краски масляные ветошь	т кг	0,049 0,46	0,06 0,004 0,01 0,6	305,85 381,09	893,02
29	15-04-030-1	Тоже металлоконструкций	100 м <sup>2</sup>	13,3	0,56995	7,58	9,68	15,7	маляр	4	4	Авт-ли бортовые подъемники	0,03 0,01	0,05 0,02	Краски масляные Олифа натур ветошь	т кг кг	0,0212 3,2 0,1	0,28 42,56 1,33	87,92	1169,34
30	15-01-017-1	Облицовка стен керамической плиткой	100 м <sup>2</sup>	4,82	10,2914	49,6	290,70	170,87	Облицовщи к-плиточник	4	3	Автопогрузчики подъемники	0,11 1,21	0,06 0,71	Плитки керамические Р-р готовый ветошь	м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> кг	100 2 0,5	482 9,64 2,41	2687,58	12954,14
31	11-01-014-02	Устройство бетонных полов толщ. до 150 мм	100 м <sup>2</sup>	32,4	11,06422	358,48	33,50	132,37	плотник	3	2	Комплексы вакуумные	12,18	48,13	Бетон тяж Пиломат-лы воды	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	15,3 0,11 0,5	495,72 3,564 16,2	467,49	15146,68
32		Разные работы 10% от прямых затрат	тыс.ру б.			245,4														



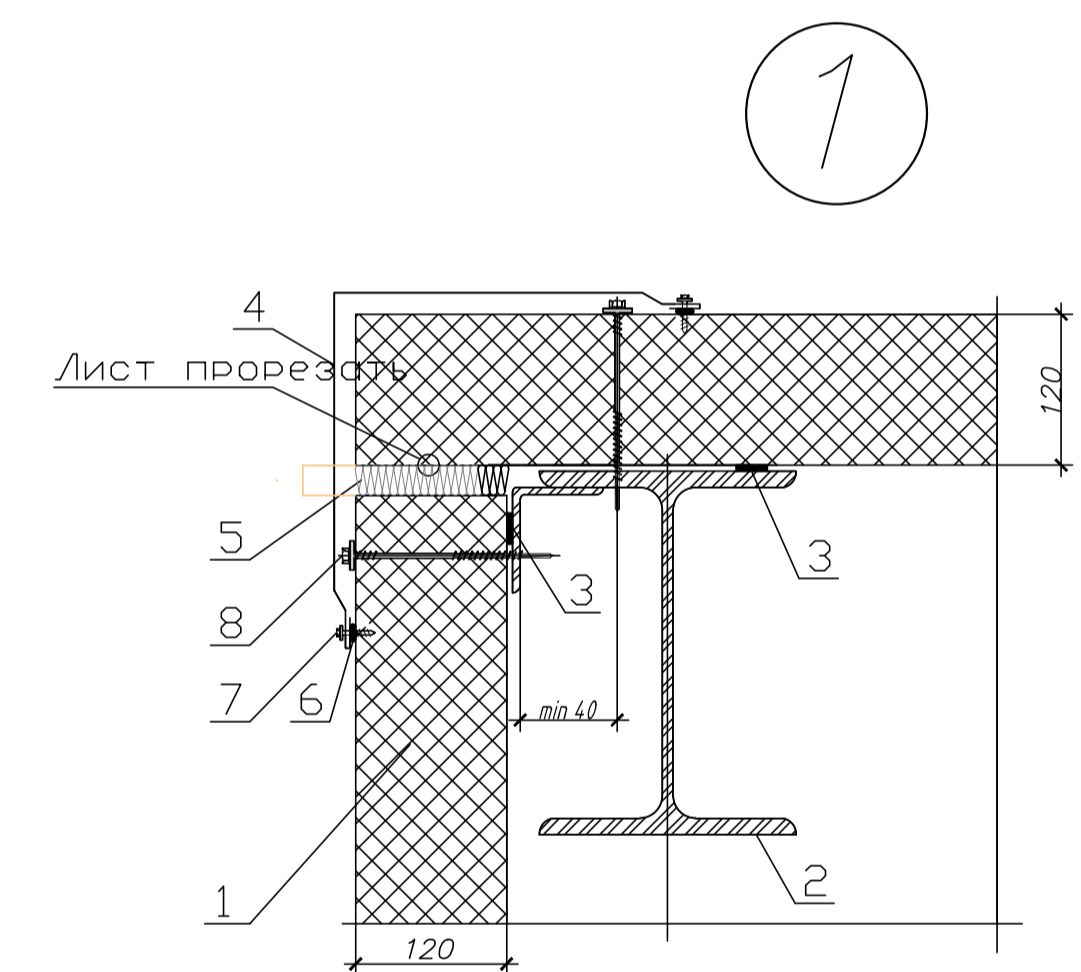




# Разрез 2-2



# План кровли



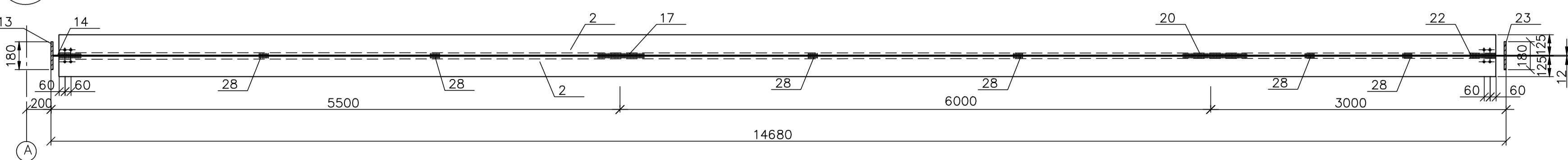
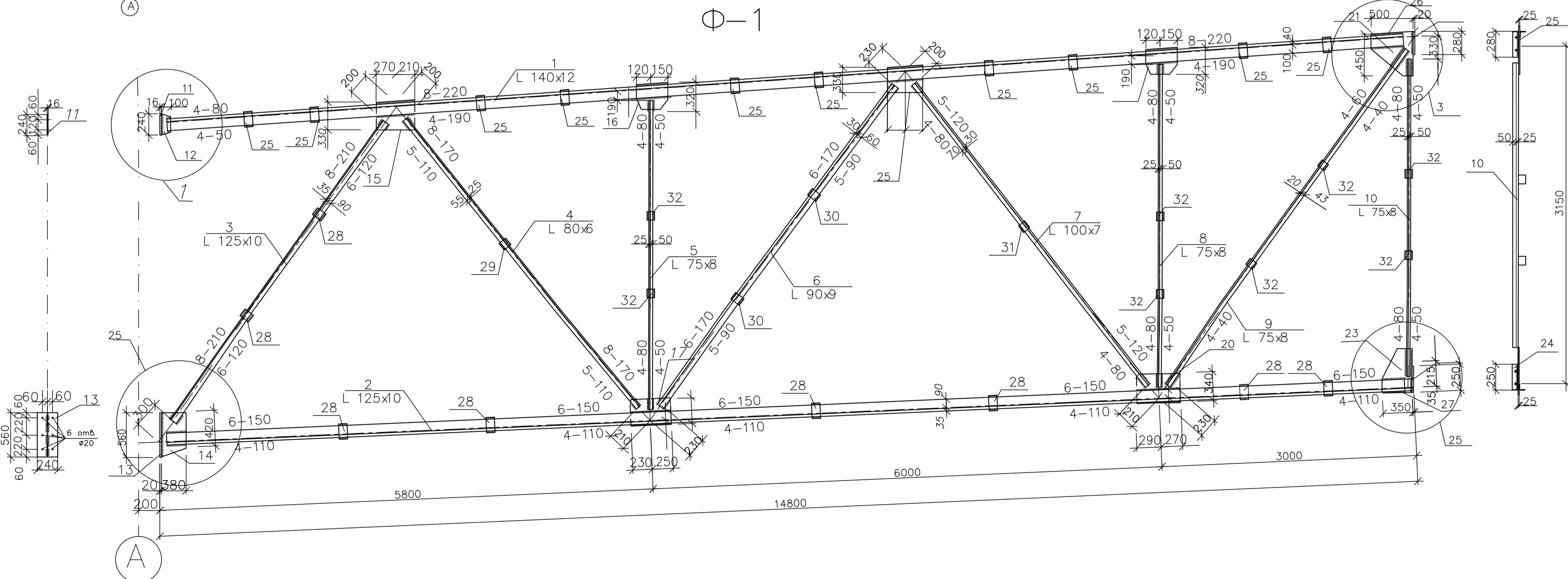
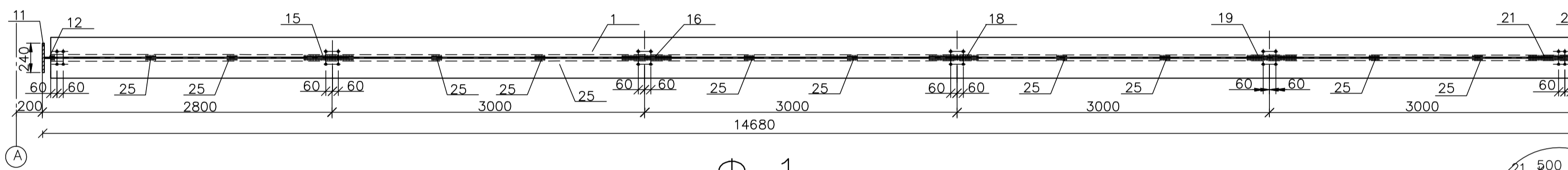
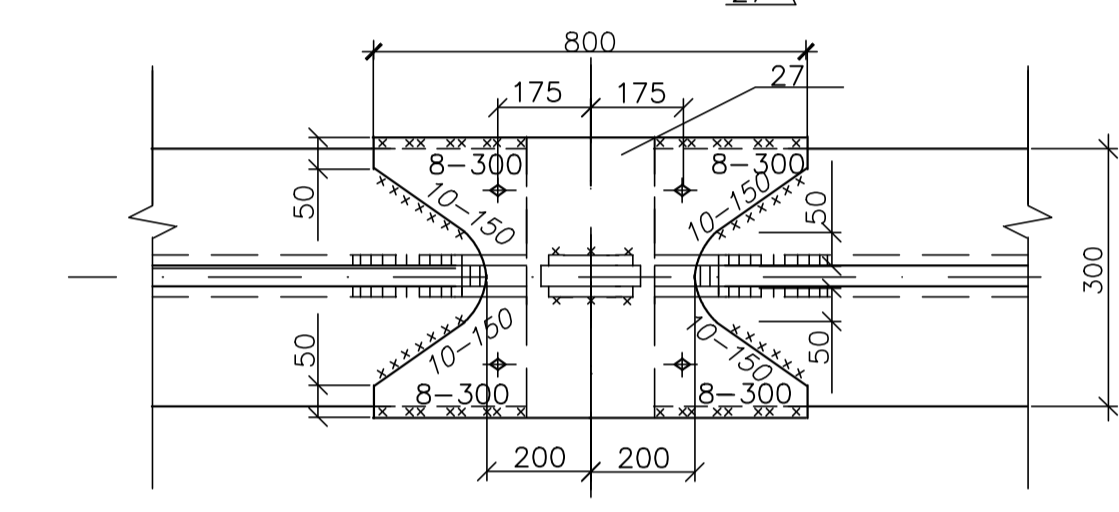
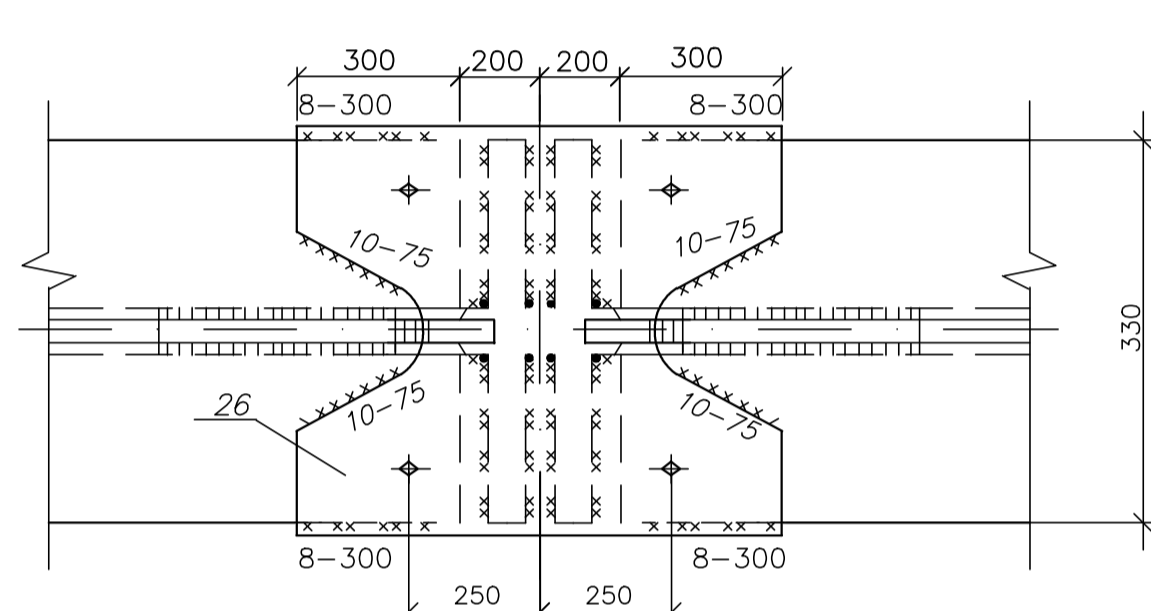
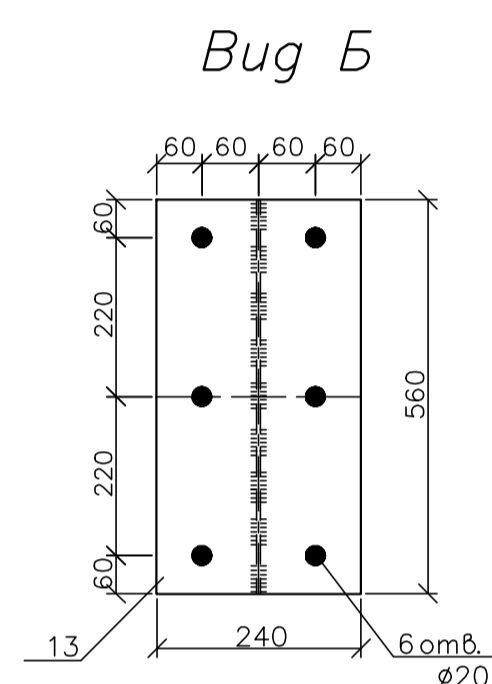
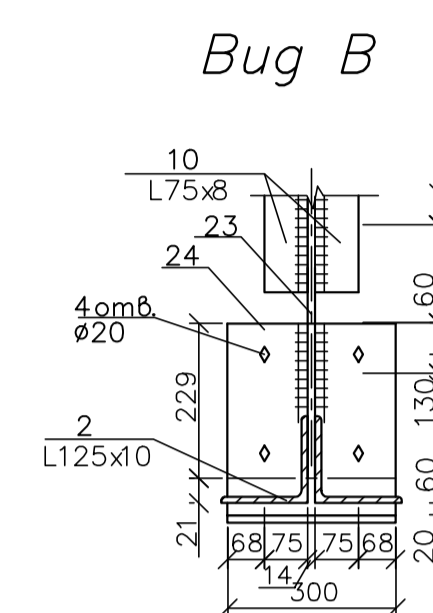
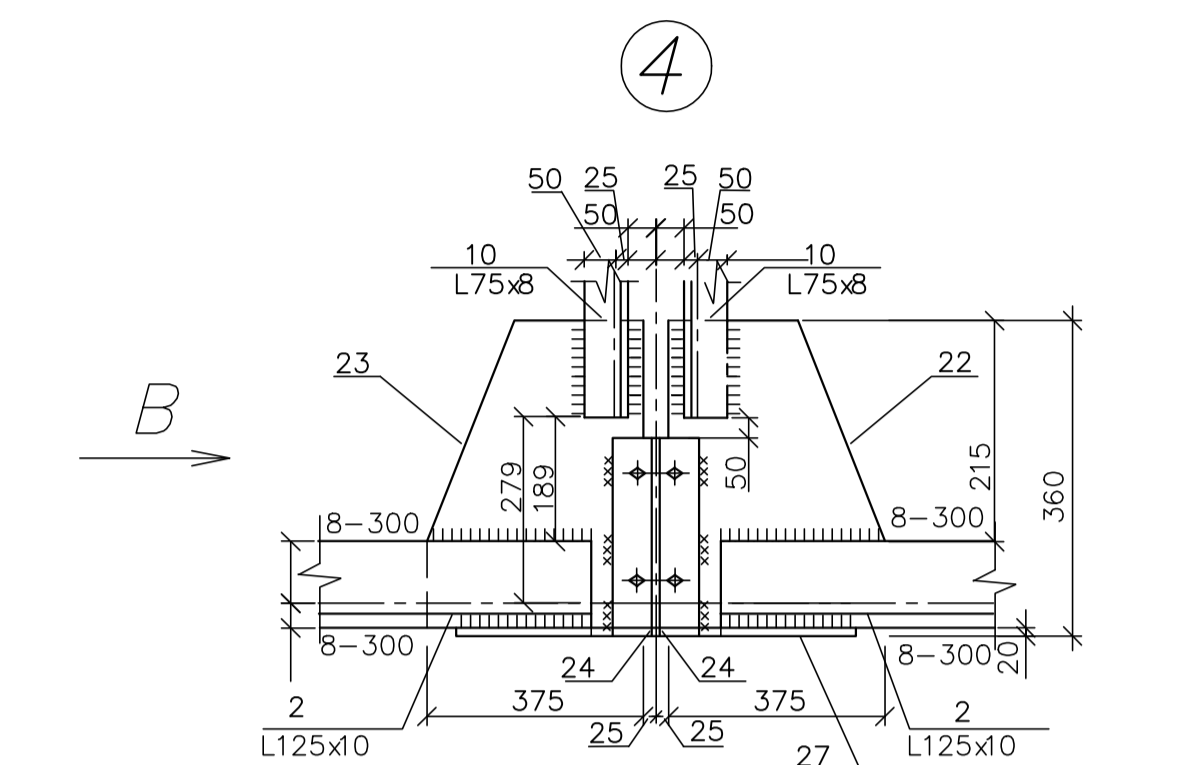
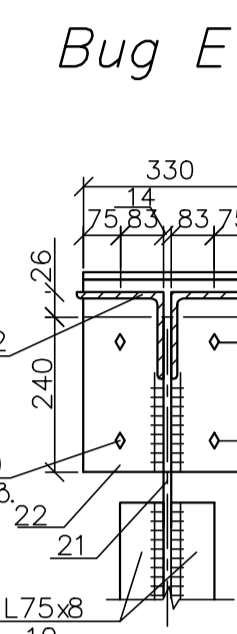
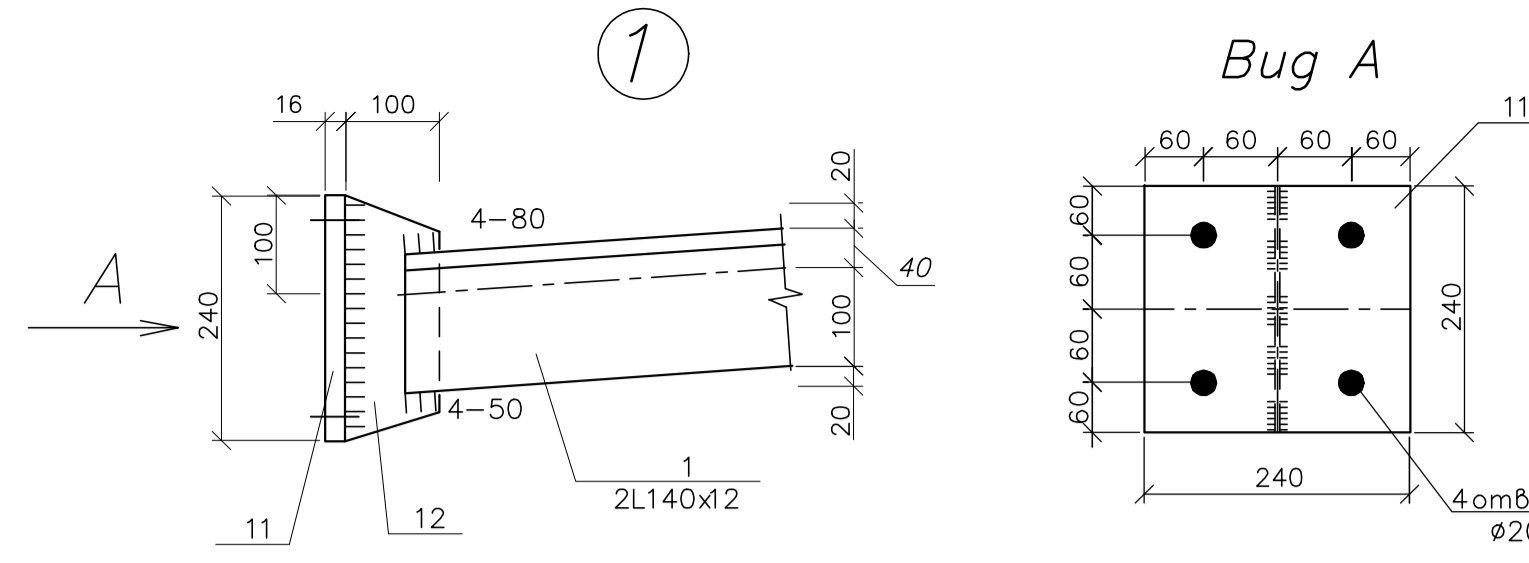
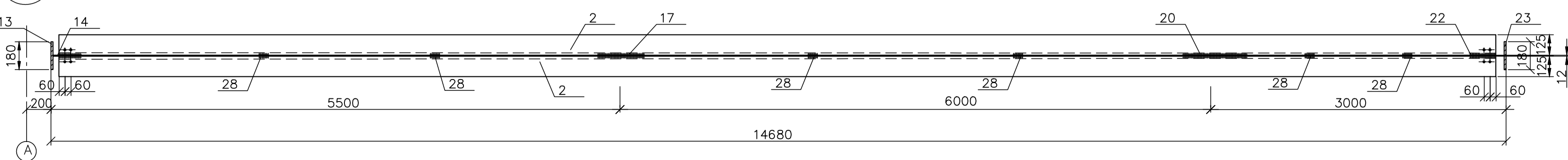
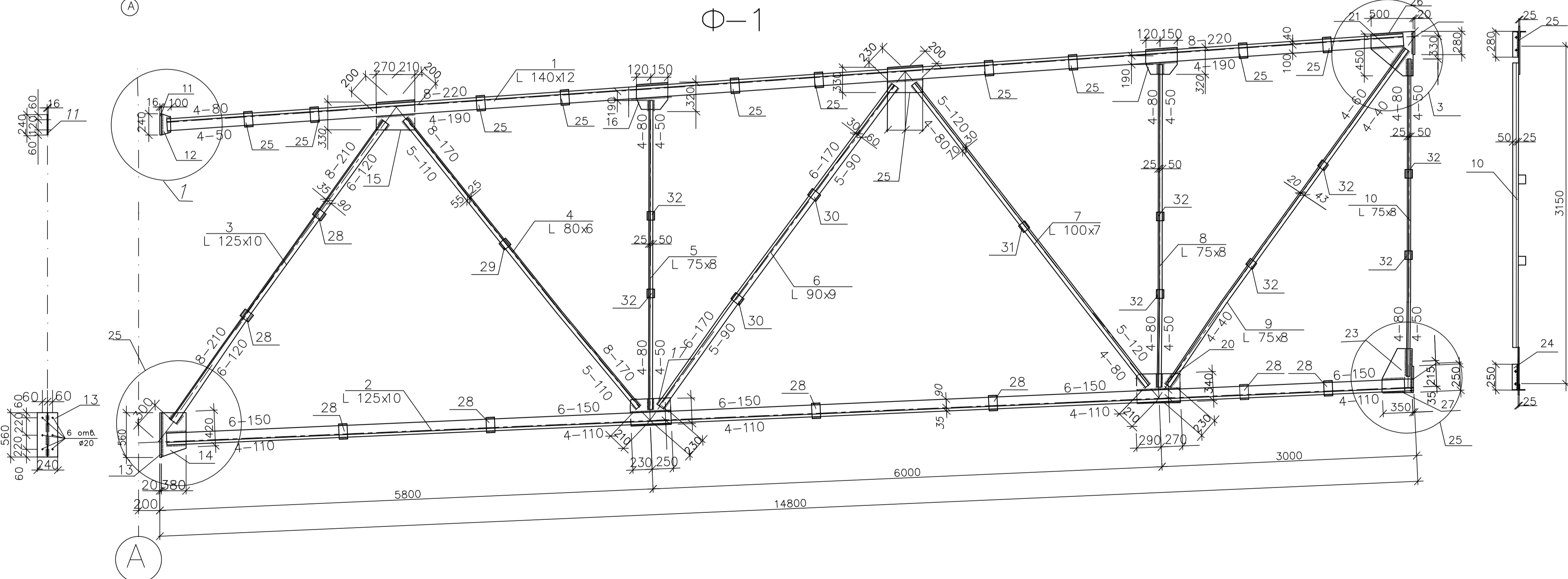
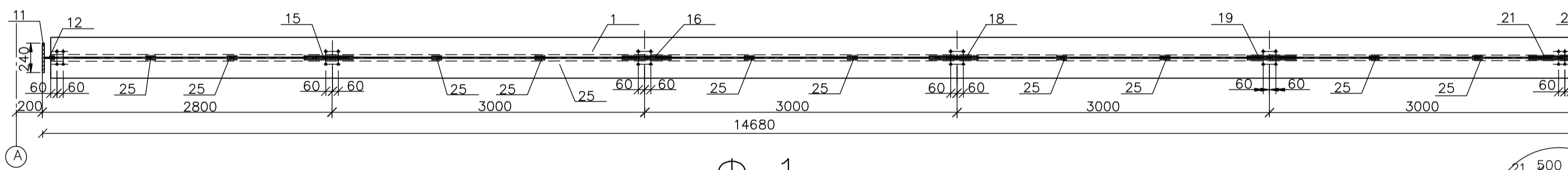
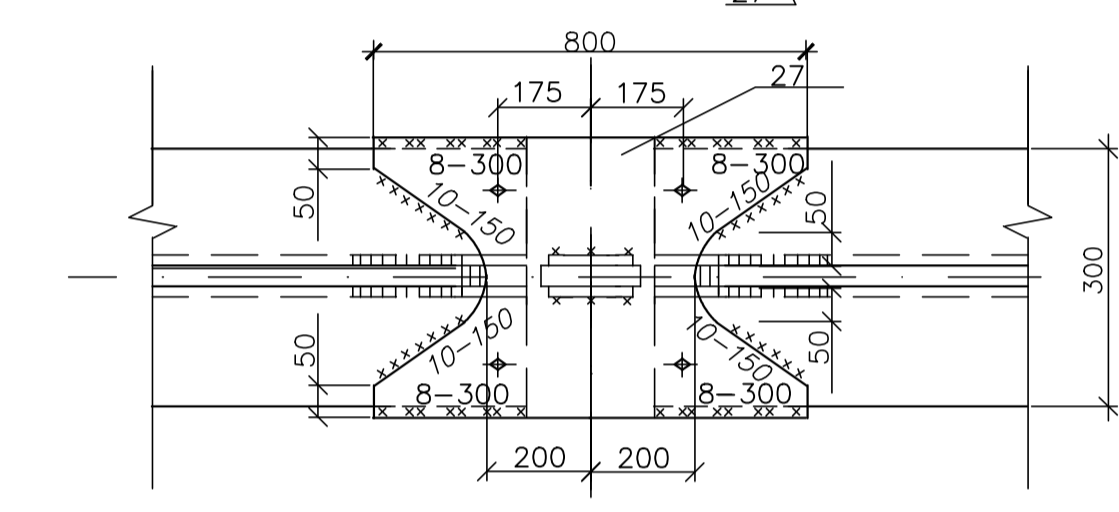
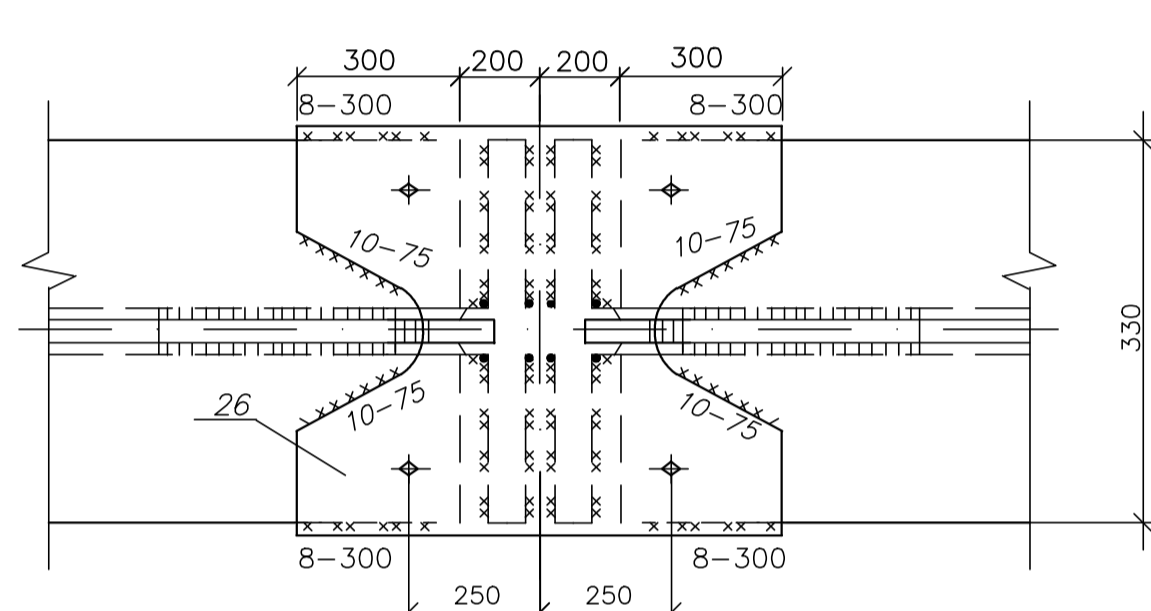
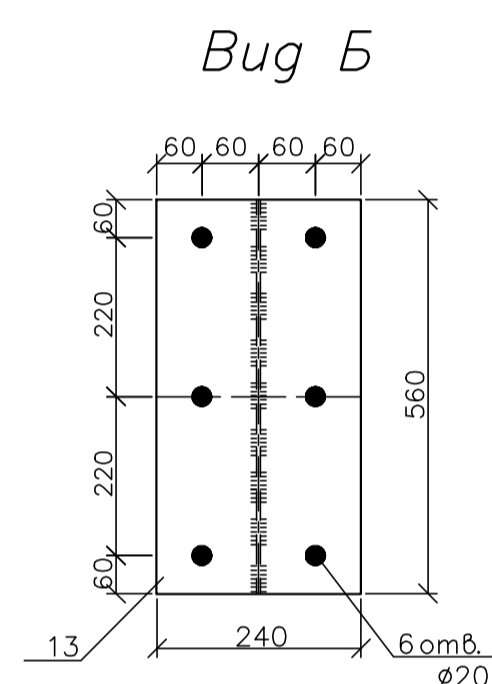
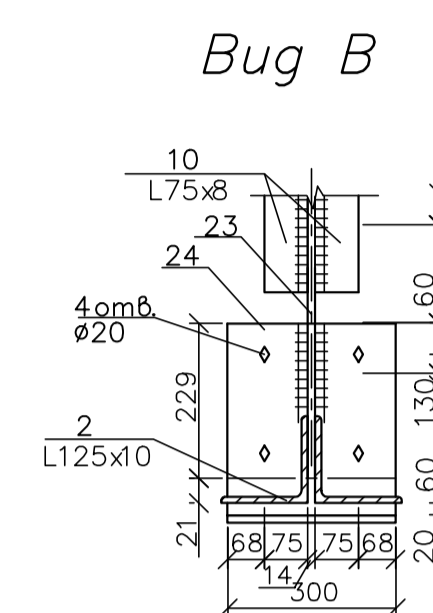
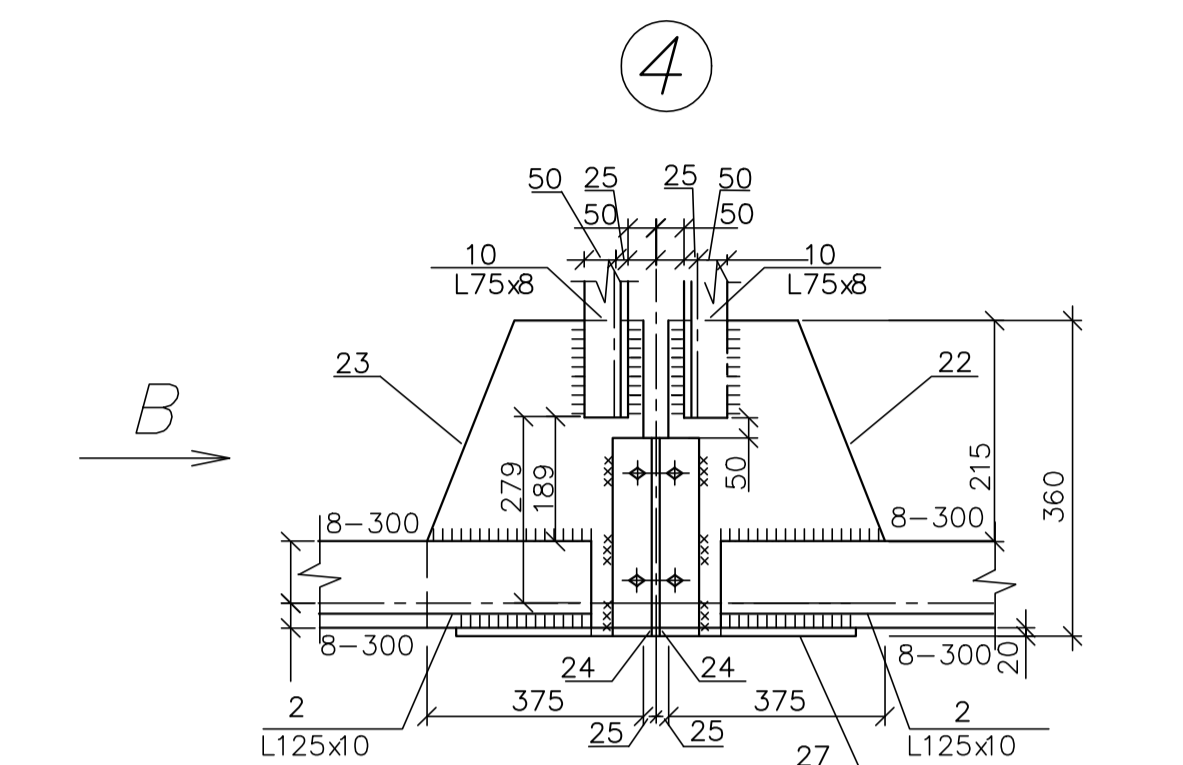
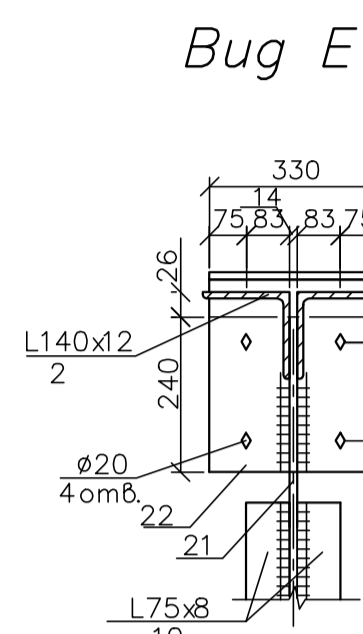
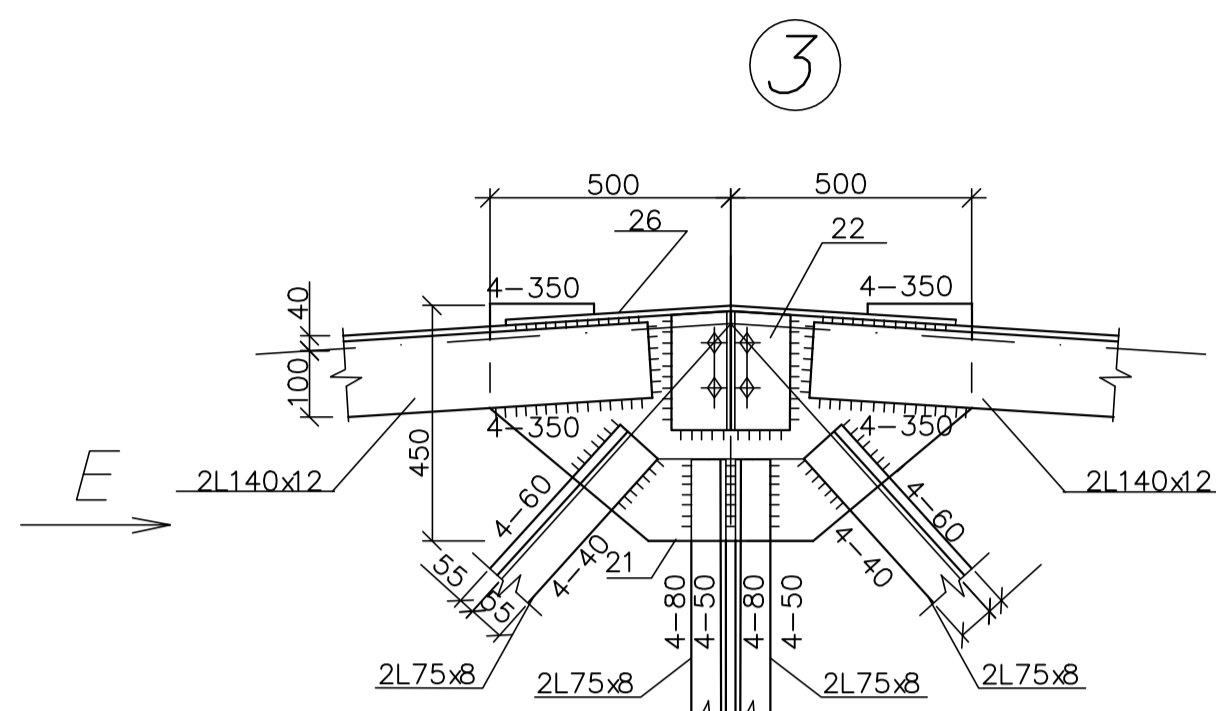
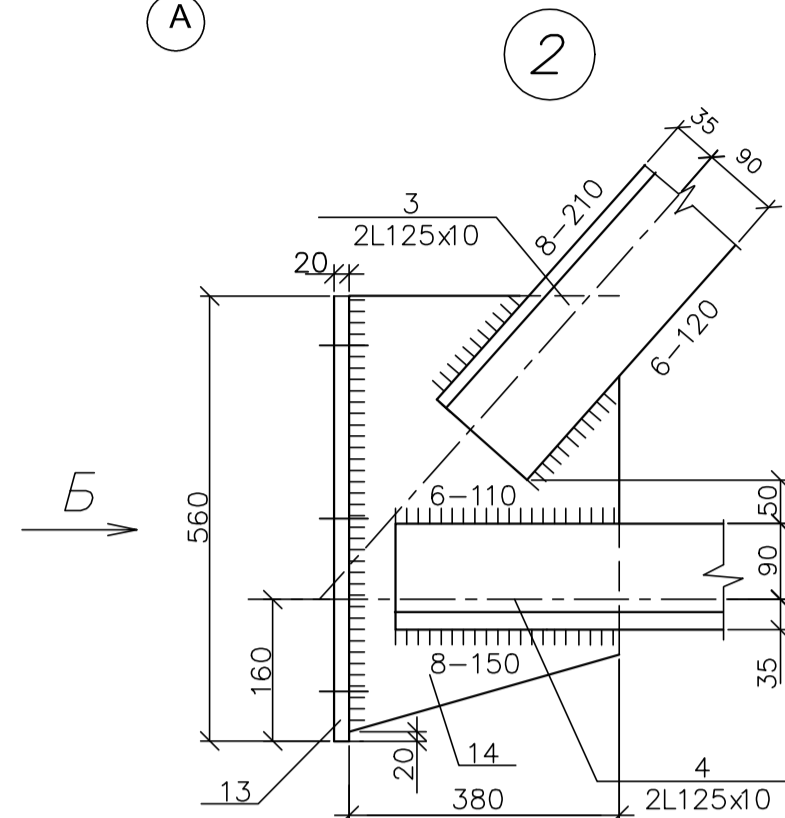
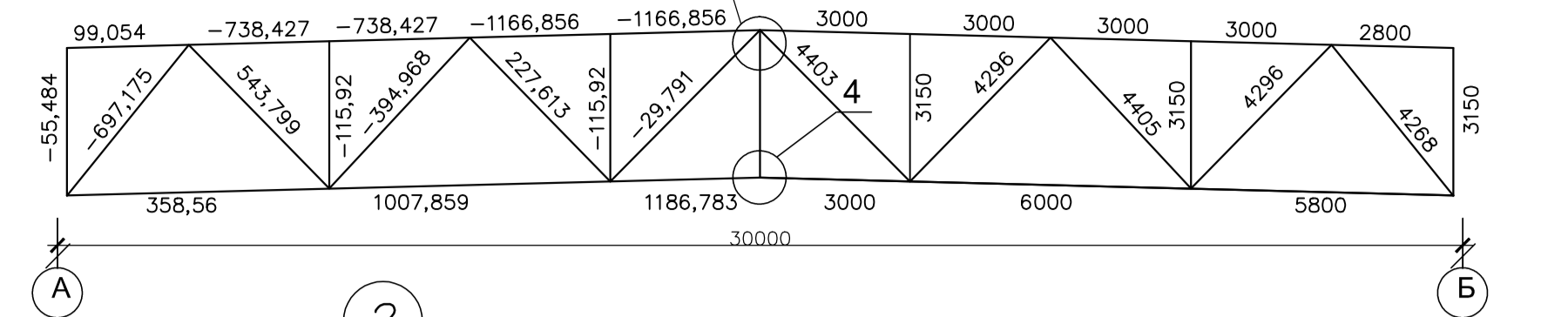
1. Стеновая сэндвич-панель
2. Колонна (показана условно)
3. Уплотнительная лента
4. Фасонный Элемент ФЭ-У1\*
5. Утеплитель (минеральная вата)
6. Герметик силиконовый
7. Самосверлящий шуруп (или заклепка)
8. Самосверлящий шуруп
9. Уплотняющая масса (мастика)

Заб. картеры	Лысов Н.Н.			ВКР-2069059-080301-130920-2017
Руководитель	Абраштов В.С.			
Конструкторы				Сборочный цех площадью 3240 м² в г.Перми
Архитектура	Гунцов Ю.М.			
Конструкторы	Абраштов В.С.			Архитектура
Инженеры	Чилин А.В.			
ТОП	Карпова О.В.			Стация
Экономика	Сарынов А.Н.			ВКР
Б.Ж.Д.	Развилько Г.П.			Лист
Инженер	Абраштов В.С.			3
Вспомог.	Васильев Г.Н.			Листов
				8
				Пензенский ГУАС
				Кафедра СК
				Группа Стр1-43



# Геометрическая схема фермы

Усилия в кН Размеры в мм



### Спецификация металла на Ф1

Марка элем.	Поз	Кол-во		Сечение	Длина, мм	Масса, кг		Марка стали	Примеч.
		Т	Н			Одной	Всех		
Ф1	1	1	1	L140x12	14805	378	756	С345 по ГОСТ 8509-93	
	2	1	1	L125x10	14805	277	554		
	3	1	1	L125x10	4268	80	160		
	4	1	1	L80x6	4296	31	62		
	5	1	1	L75x8	3150	28	56		
	6	1	1	L90x9	4405	53	106		
	7	1	1	L100x7	4296	47	94		
	8	1	1	L75x8	3150	28	56		
	9	1	1	L75x8	4405	39	78		
	10	1	1	L75x8	3150	28	56		
	11	1		-16x240	240	7,2	7,2		
	12	1		-16x100	240	3	3		
	13	1		-20x240	560	12,6	12,6		
	14	1		-20x380	560	19,9	19,9		
	15	1		-12x480	330	12,4	12,4		
	16	1		-12x270	320	6,8	6,8		
	17	1		-12x480	310	11,7	11,7		
	18	1		-12x480	330	12,4	12,4		
	19	1		-12x270	320	6,8	6,8		
	20	1		-12x560	340	15	15		
	21	1		-12x500	450	17,7	17,7		
	22	1		-12x220	180	3,1	3,1		
	23	1		-10x350	520	14,3	14,3		
	24	1		-10x270	250	5,3	5,3		
	25	1		-12x80	180	1,5	1,5		
	26	1		-10x330	750	18,3	18,3		
	27	1		-10x300	600	13,2	13,2		
	28	1		-12x80	165	1,2	1,2		
	29	1		-8x80	120	0,6	0,6		
	30	1		-10x80	130	0,8	0,8		
	31	1		-10x80	140	0,9	0,9		
	32	1		-10x80	115	0,7	0,7		
Вес наплавленного металла 1,5%							33		

### ПРИМЕЧАНИЯ

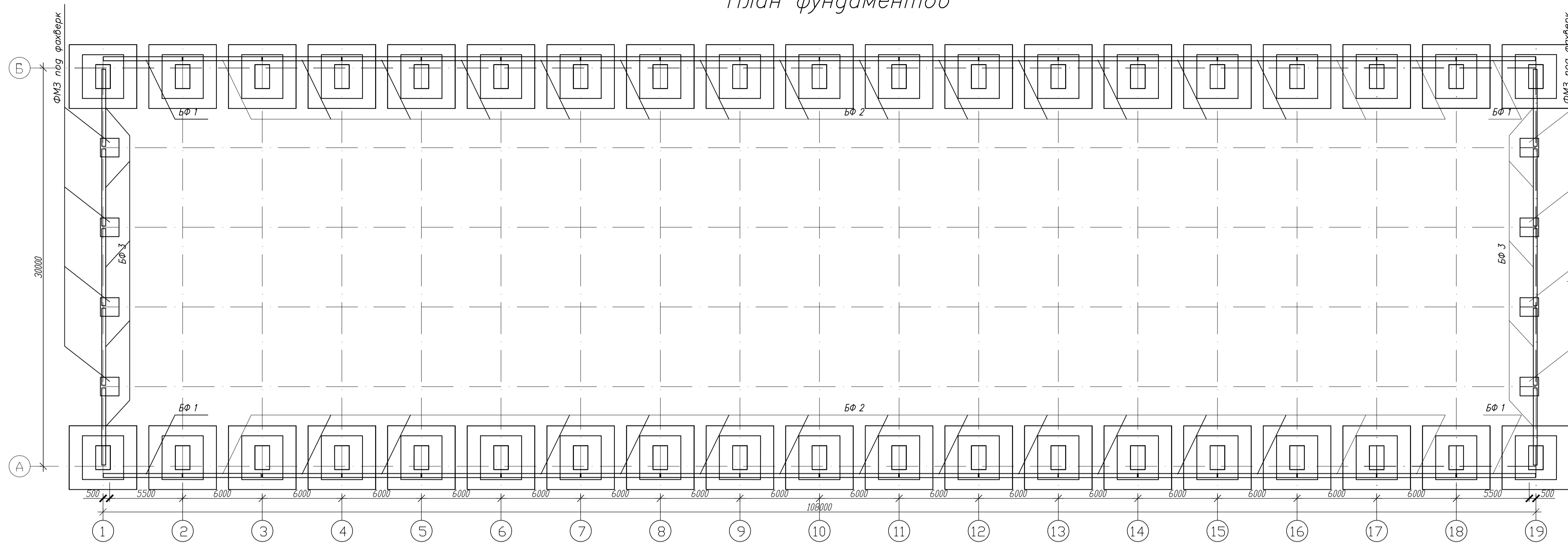
1. Материал конструкций – сталь С345 по ГОСТ 27772-88
2. Все болты нормальной точности М20, кроме оговоренных
3. Все отверстия d=23 мм, кроме оговоренных
4. Электроды типа Э42 ГОСТ 9467-75
5. Все швы с катетом шва kf=6 мм, кроме оговоренных

### Условные обозначения

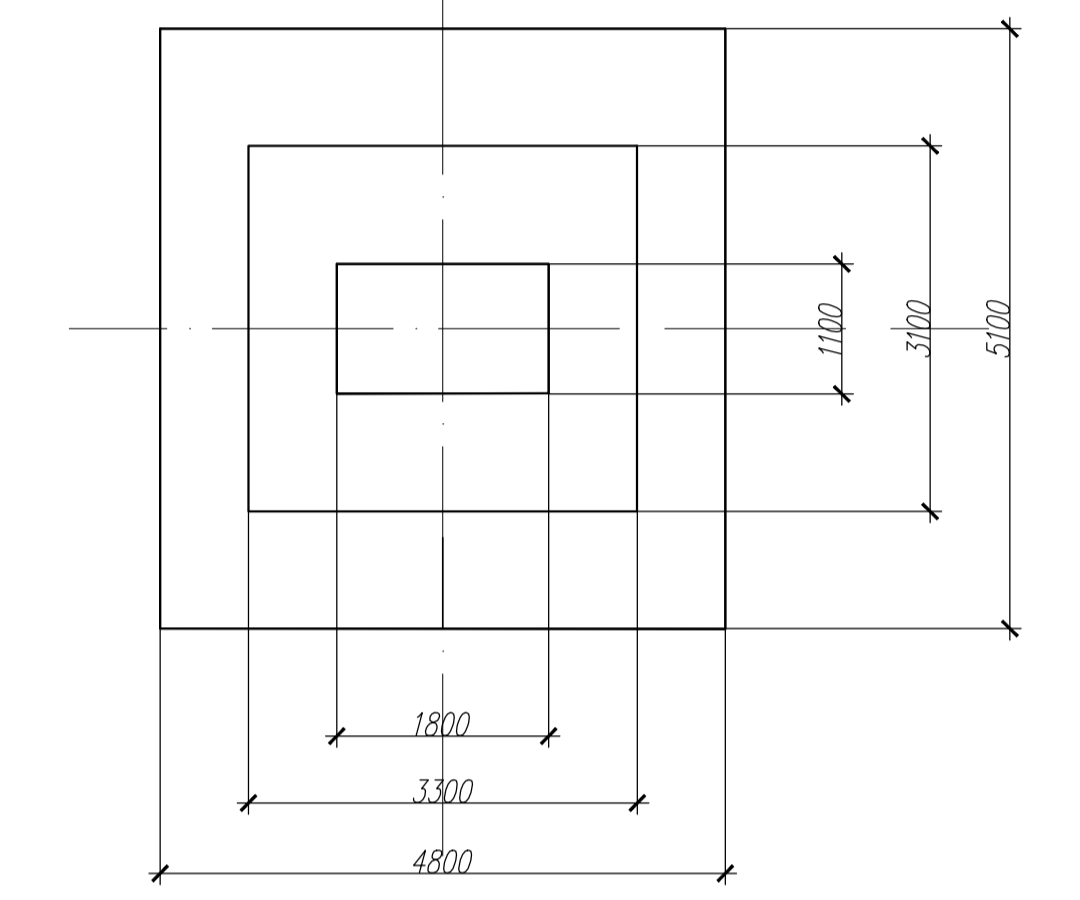
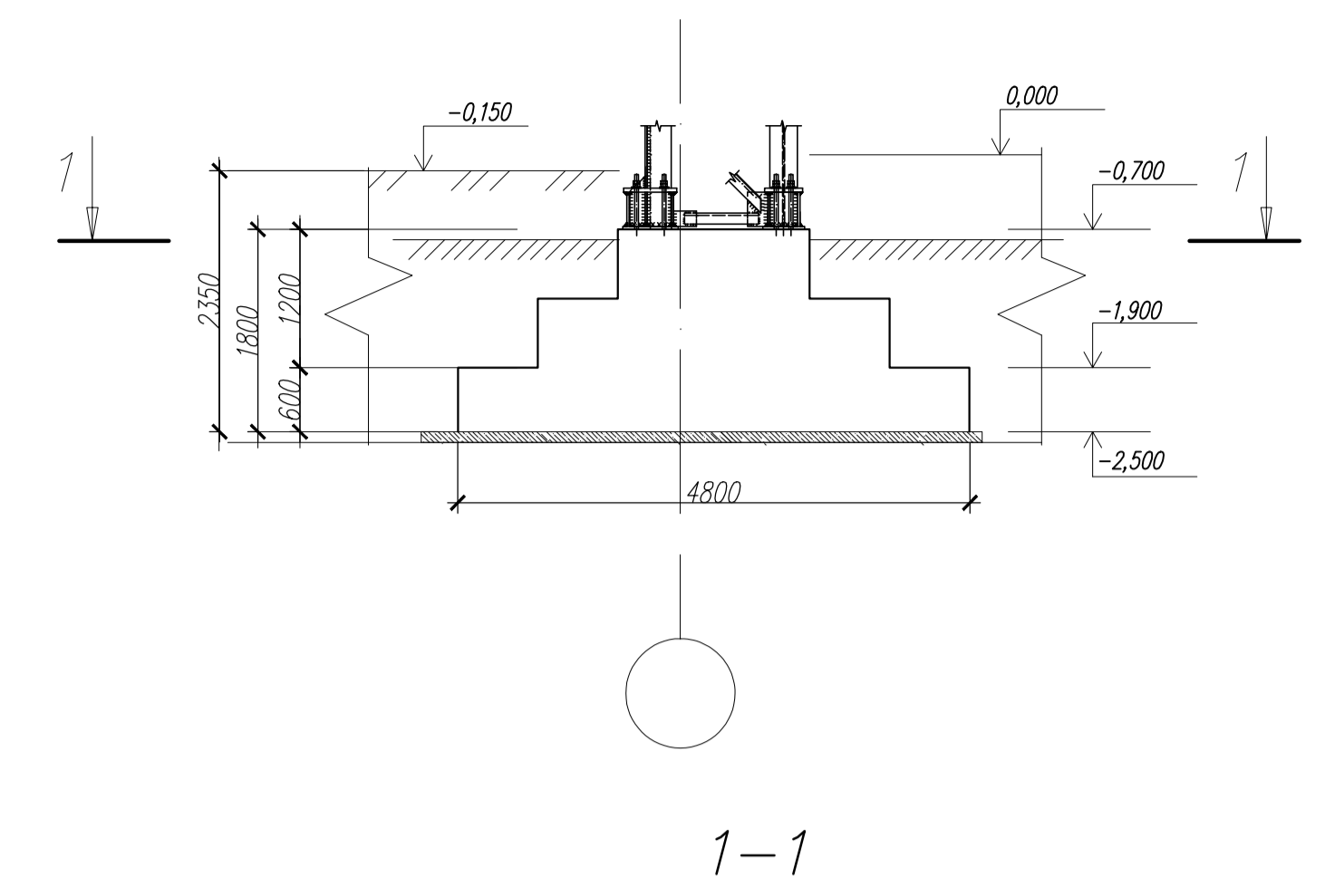
- – отверстие
- ◇ – болтовое соединение (вид с торца)
- └ – болтовое соединение (вид с боку)
- – заводской сварной шов видимый
- ||||| – заводской сварной шов невидимый
- xxxxxxx – монтажный сварной шов видимый
- xxx xx – монтажный сварной шов невидимый

Зав. проекта	Лисов НН	ВКР-2069059-080301-130920-2017 Сборочный цех площадью 3240м² в г.Перми		
Руководитель	Абраштов В.С.			
Конструктор	Ариштанов			
Архитектор	Пунцов Ю.М.			
Конструктор	Абраштов В.С.			
Инженер	Чилин А.В.	Металлические конструкции		
Инженер	Карпова О.В.			
Экономист	Сарынов А.Н.	Страница	Лист	Листов
Б.И.Д.	Рязанова Г.П.	ВКР	5	8
Инженер	Абраштов В.С.	Ферма Ф-1, геометрическая схема фермы узлы, виды, спецификация фермы		Пермский ГУАС Кафедра СК Группа Стр1-43
Вопрошено	Волкова Г.Н.			

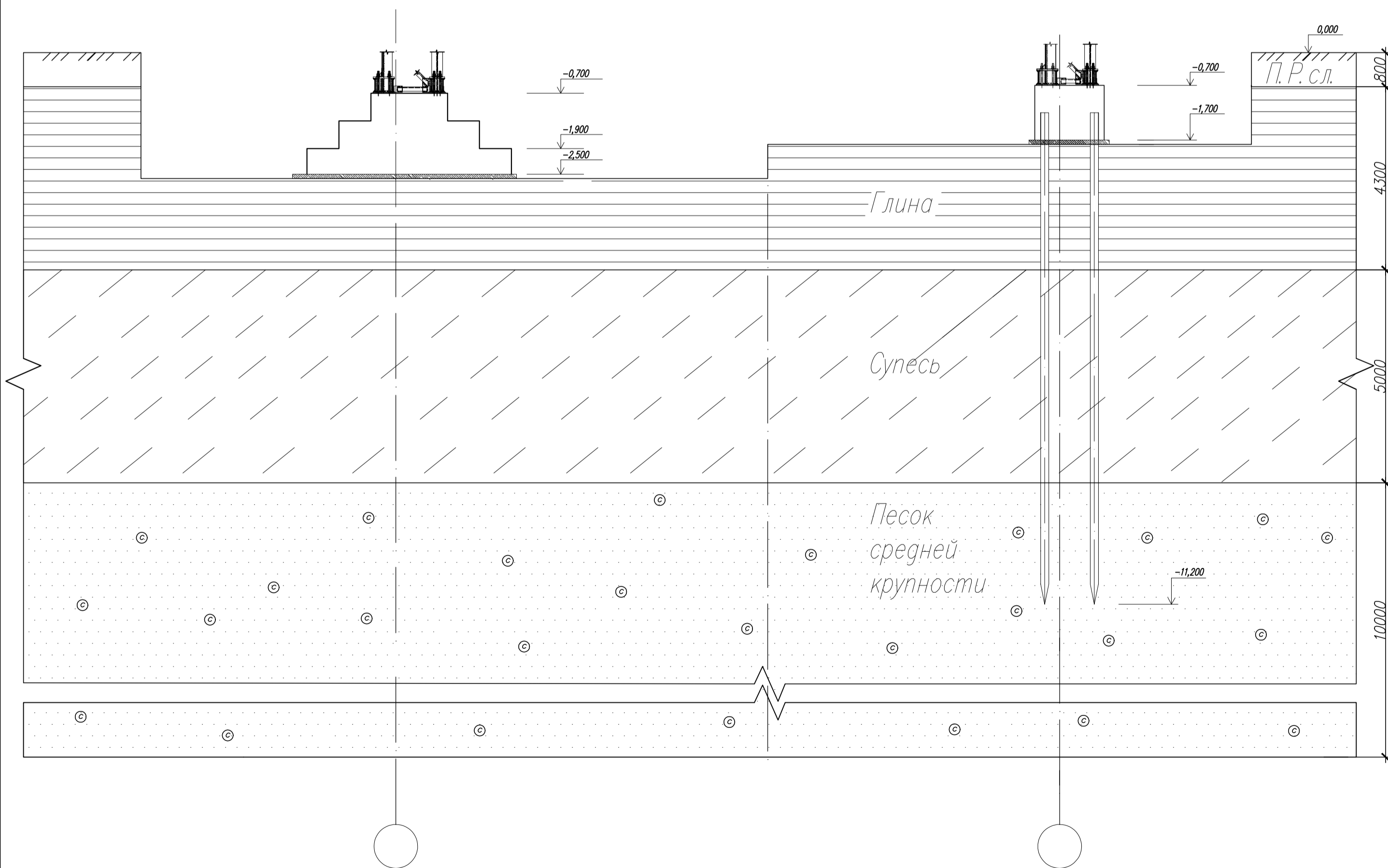
# План фундаментов



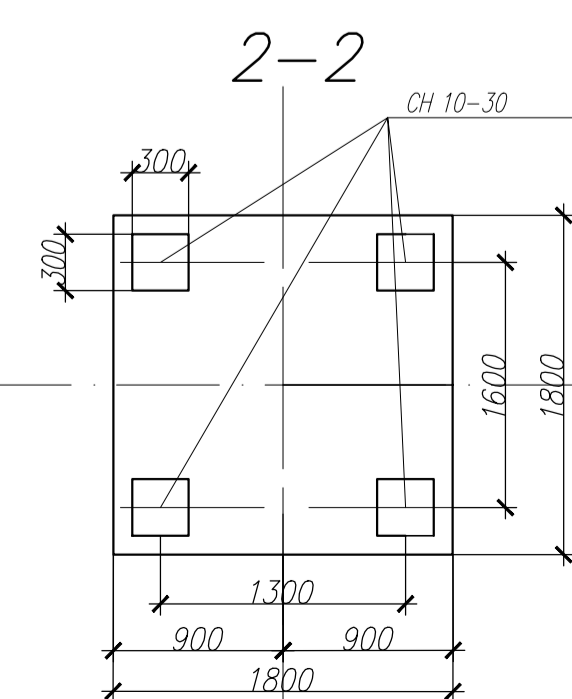
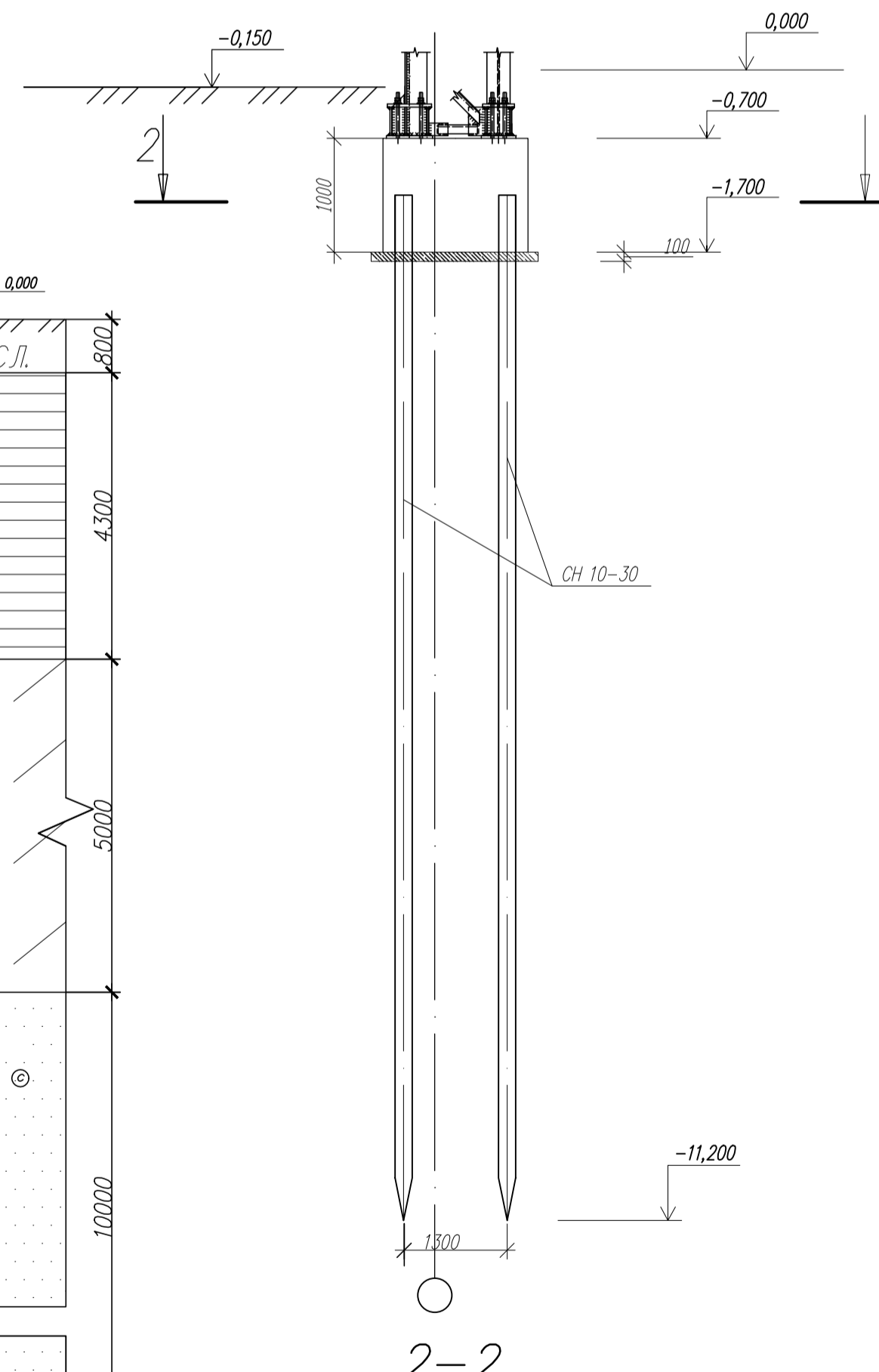
# Фундамент мелкого заложения



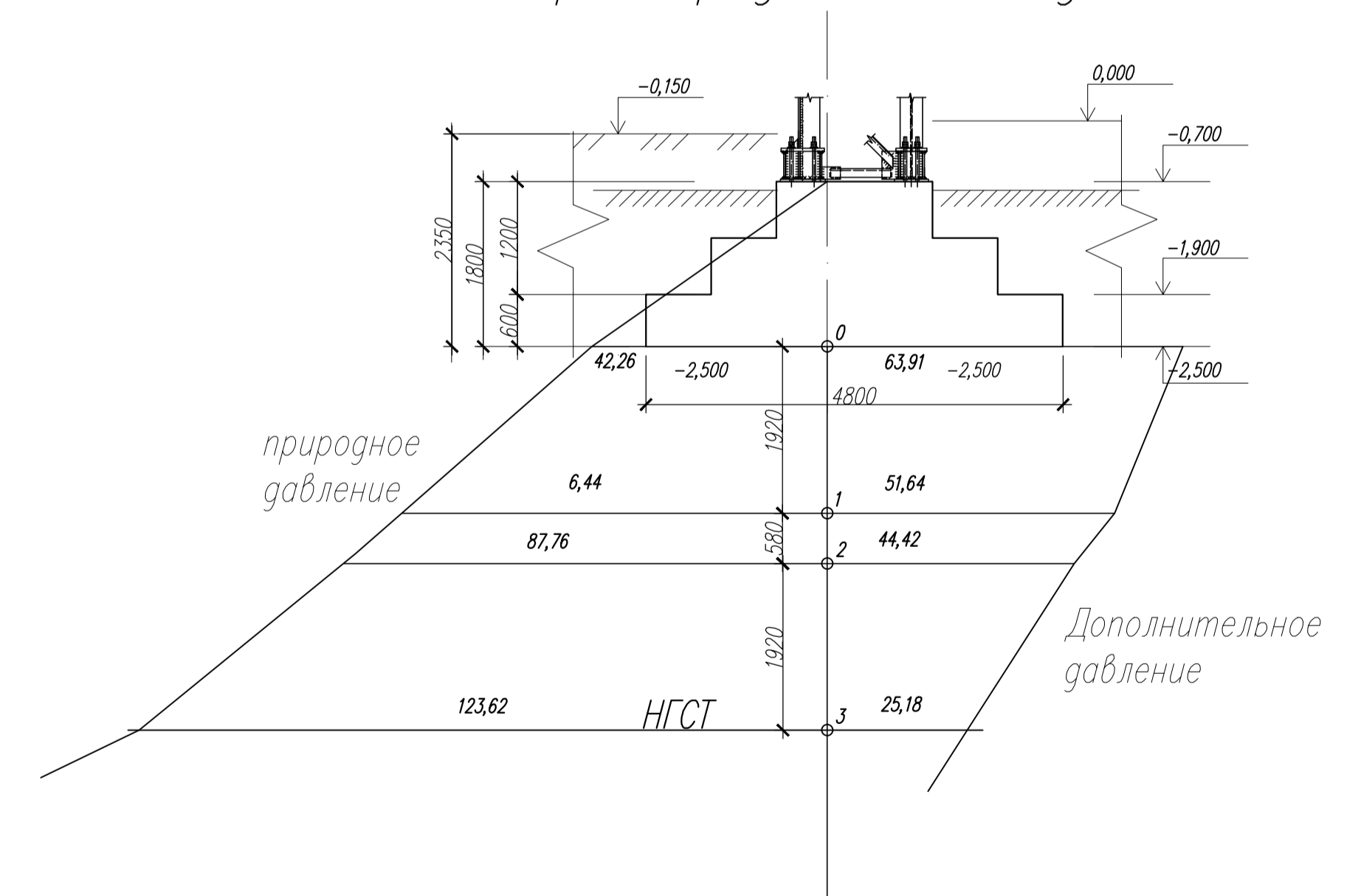
# Геологический разрез



# Свайный фундамент



# Схема давления в грунте при определении осадки



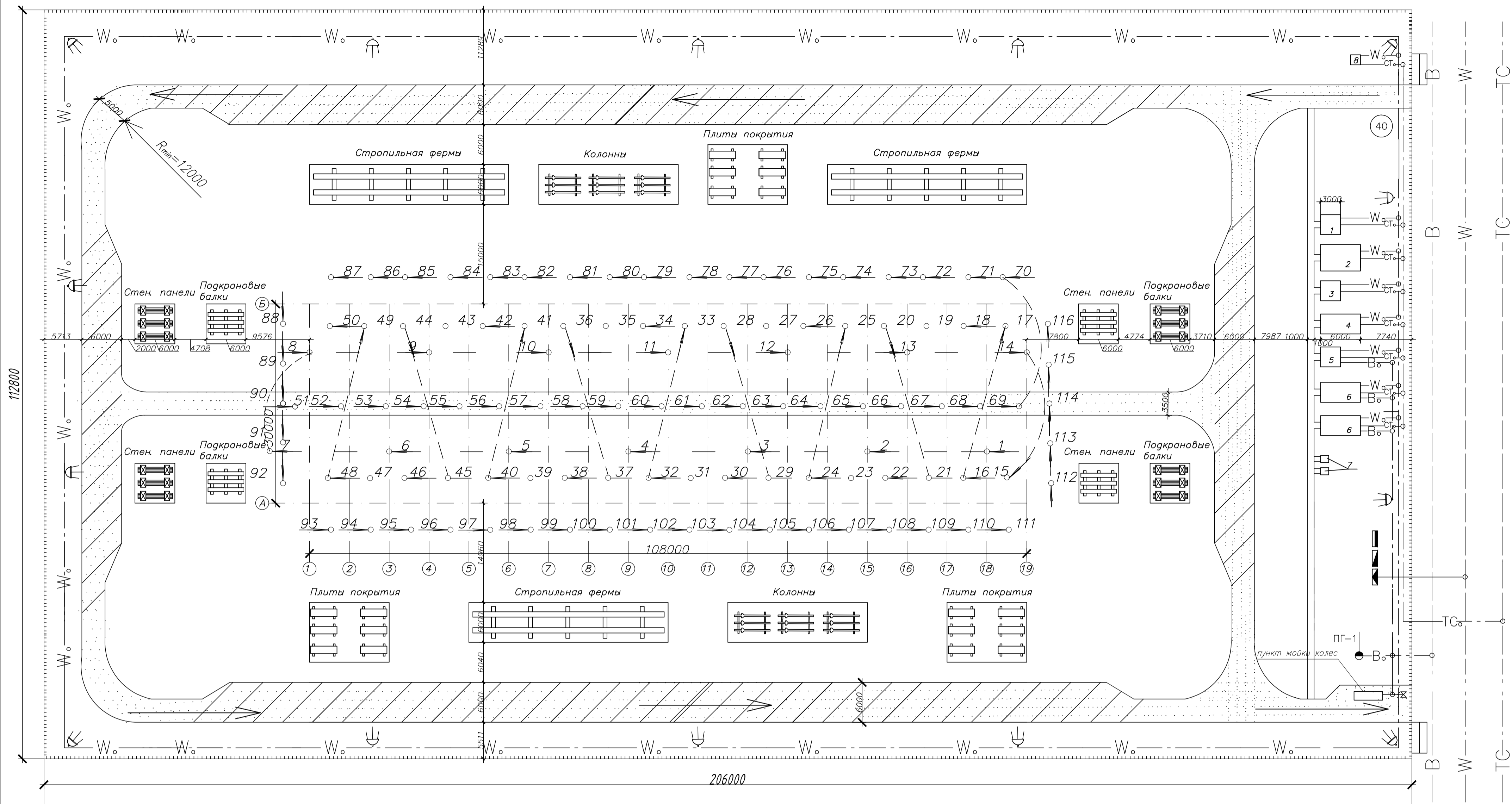
# ПРИМЕЧАНИЯ

- Известны следующие напластования грунтов:
  - Почвенно-растительный слой
  - Глина  $\varphi_0=6^{\circ}$   $E=7\text{МПа}$   $\gamma_0=17,8\text{кН/м}^3$   $I_L=21$
  - Супесь  $\varphi_0=18^{\circ}$   $E=15\text{МПа}$   $\gamma_0=19,2\text{кН/м}^3$   $I_L=7$
  - Песок средней крупности  $\varphi=30^{\circ}$   $E=24\text{МПа}$   $\gamma=17,4\text{кН/м}^3$
- Размеры подошвы фундаментов мелкого заложения выбраны из условия, что расчетное сопротивление грунта основания составит  $R=112,87\text{кПа}$
- Количество свай в кусте определялось исходя из условия, что расчетно-допустимая нагрузка на каждую сваю составит:  $N=438,09\text{кН}$
- Фундаменты мелкого заложения под фахверковые колонны показаны условно.

Заб. разрезы	Лисков Н.Н.					ВКР-2069059-080301-130920-2017		
Руководитель	Абрамцов В.С.					Сборочный цех площадью 3240 м² в г.Перми		
Конструкторы						Основания и фундаменты		
Архитектура	Луинов Ю.М.					Старший	Лист	Листов
Конструкция	Абрамцов В.С.					ВКР	6	8
Фундаменты	Чижкин А.Ф.					План фундаментов, фундамент мелкого заложения, свайный фундамент, геологический разрез		
Экология	Карпова О.В.					Пензенский ГУАС		
Б.Ж.Д.	Резникова Г.П.					Кафедра СК		
Инженер	Абрамцов В.С.					Группа Стр1-43		
Выполнил	Волово Г.Н.							



Стройгенплан



Экспликация временных зданий

№	Наименование	Ед. изм.	Площадь	Габариты	Кол-во
1	Проробская	м <sup>2</sup>	9	3x3	1
2	Гардеробная муж	м <sup>2</sup>	24	6x4	1
3	Гардеробная жен	м <sup>2</sup>	9	3x3	1
4	Душевая и умывальная	м <sup>2</sup>	18	3x6	1
5	Сушильная	м <sup>2</sup>	9	3x3	1
6	Помещение для обверевки, отжига и приема плши	м <sup>2</sup>	18	3x6	2
7	Биотуалет	м <sup>2</sup>	2,64	1,1x1,2	2
8	Охрана	м <sup>2</sup>	2,25	1,5x1,5	1

Характеристика крана ДЭК-321  
Стрела крана 32,75 м без гуська

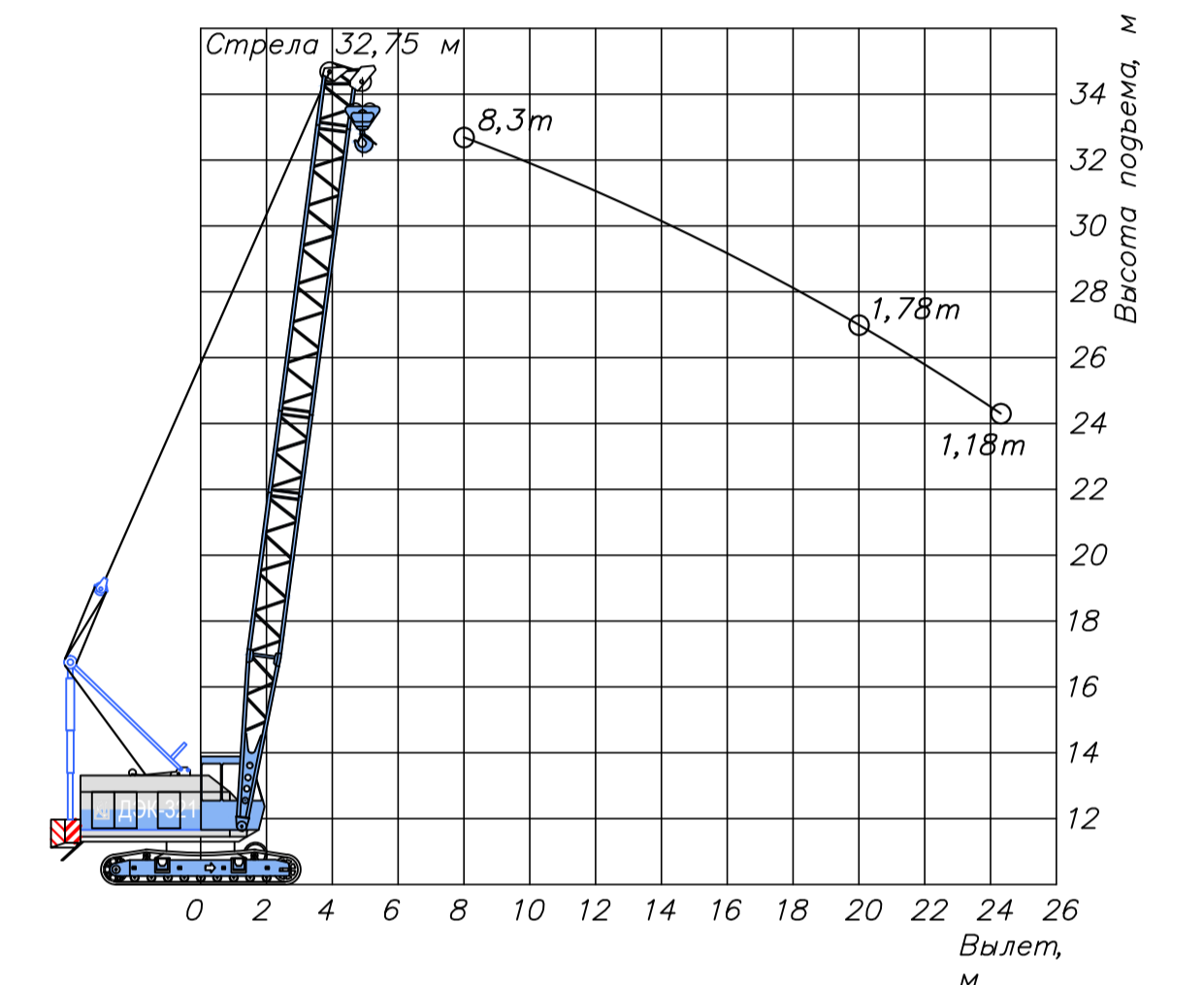


Схема монтажа колонн

1-1

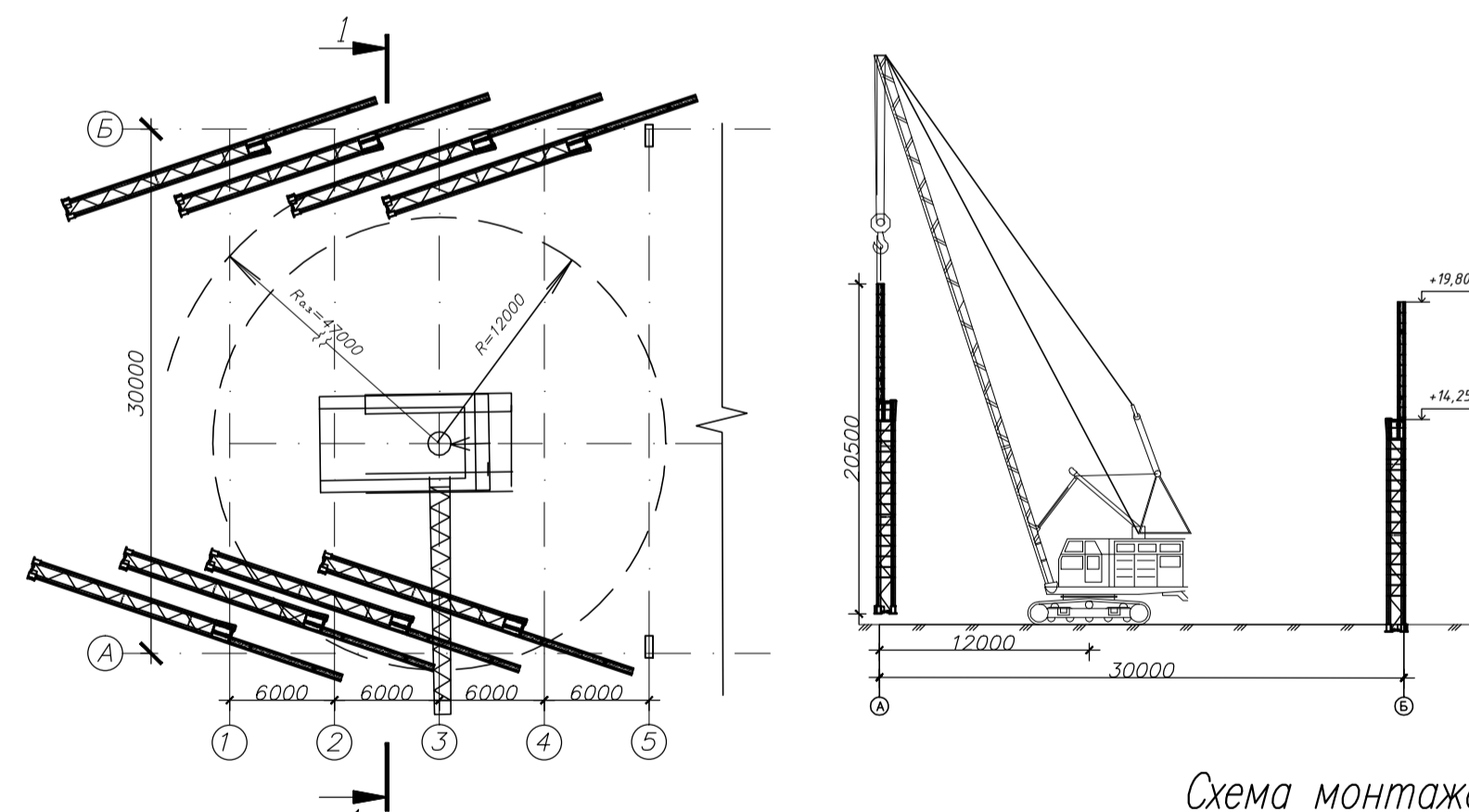
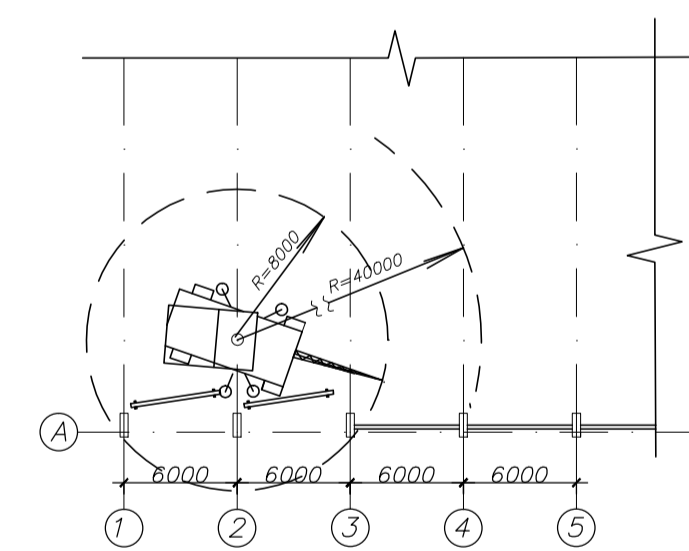


Схема монтажа подкрановых балок



Условные обозначения

ПГ-1	Пожарный гидрант
→	Направление движения автотранспорта
☛	Прожектор
40	Знак ограничения скорости
▨	Дорожное покрытие
○	Подключение к существующим сетям
-w-w-	Постоянная высоковольтная сеть
-w-w-	Временная электросеть
-B-B-	Постоянная водопроводная сеть
-Bo-Bo-	Временный водопровод
○1	Стоянка крана
▨	Ограждение
—O3—	Опасная зона крана
-TC-TC-	Постоянная теплосеть
-TC-TC-	Временная теплосеть
▬	Рубльнич
▬	Электрощитовой распределительный пункт
▬	Трансформаторная подстанция

Технико-экономические показатели ППР:

Площадь строительной площадки – 23236,8 м<sup>2</sup>  
 Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями – 3240 м<sup>2</sup>  
 Площадь застройки временными зданиями и сооружениями – 169,56 м<sup>2</sup>  
 Площадь складов – 1404 м<sup>2</sup>  
 Коэффициент компактности застройки = 13,9%  
 Коэффициент застройки = 5,2%

Примечание:

- Кран для всех видов работ – на гусеничном ходу марки ДЭК-321 с длиной стрелы 32,75 м.
- Работы производить в соответствии со СНиП III-4-80.
- Монтаж колонн производят со стоянок Ст1-Ст14.
- Монтаж подкрановых балок Ст15-Ст50.
- Монтаж ферм и плит производят со стоянок Ст51-Ст87.
- Монтаж стеновых панелей производят со стоянок Ст88-Ст116.

Схема монтажа ферм и плит покрытия

2-2

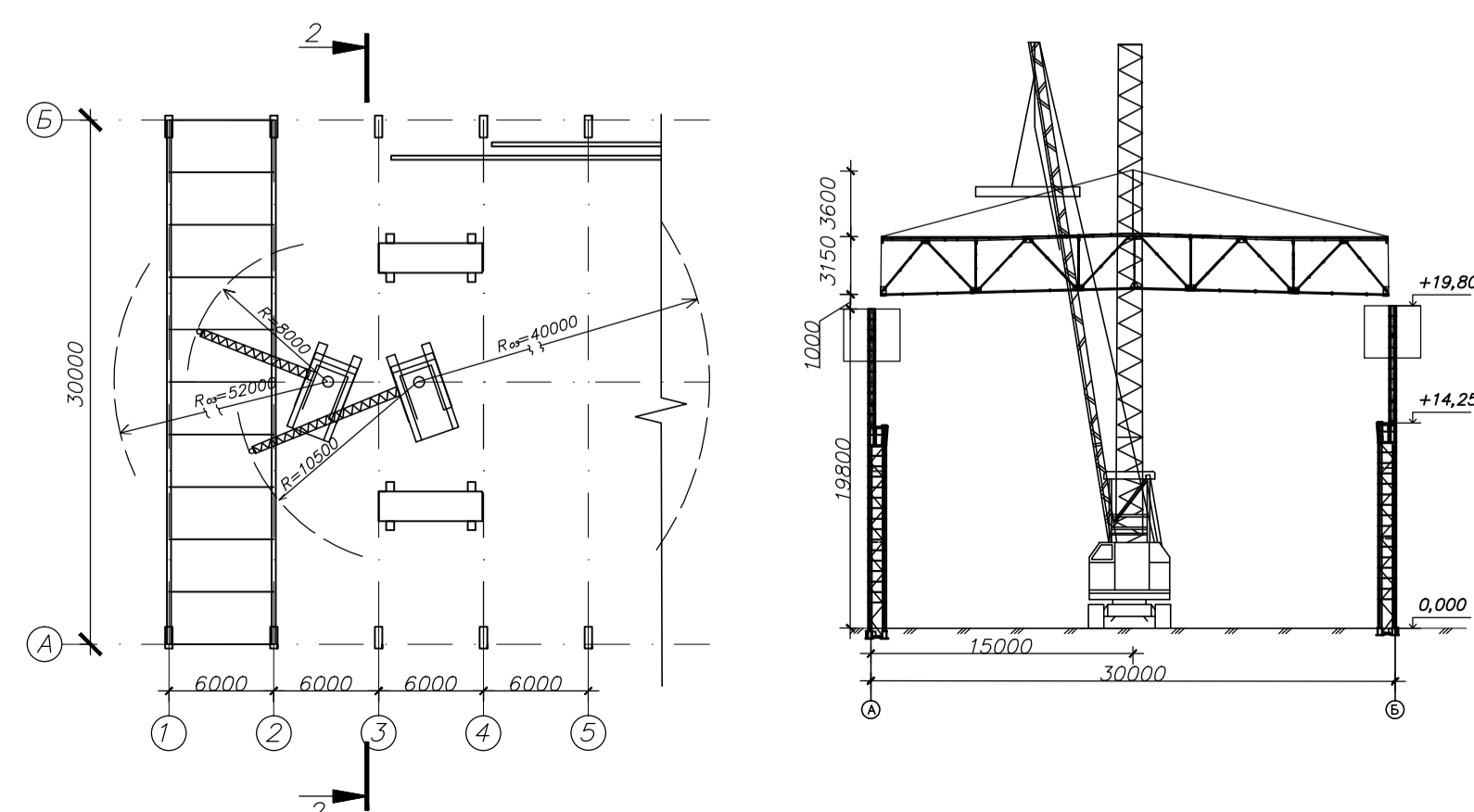
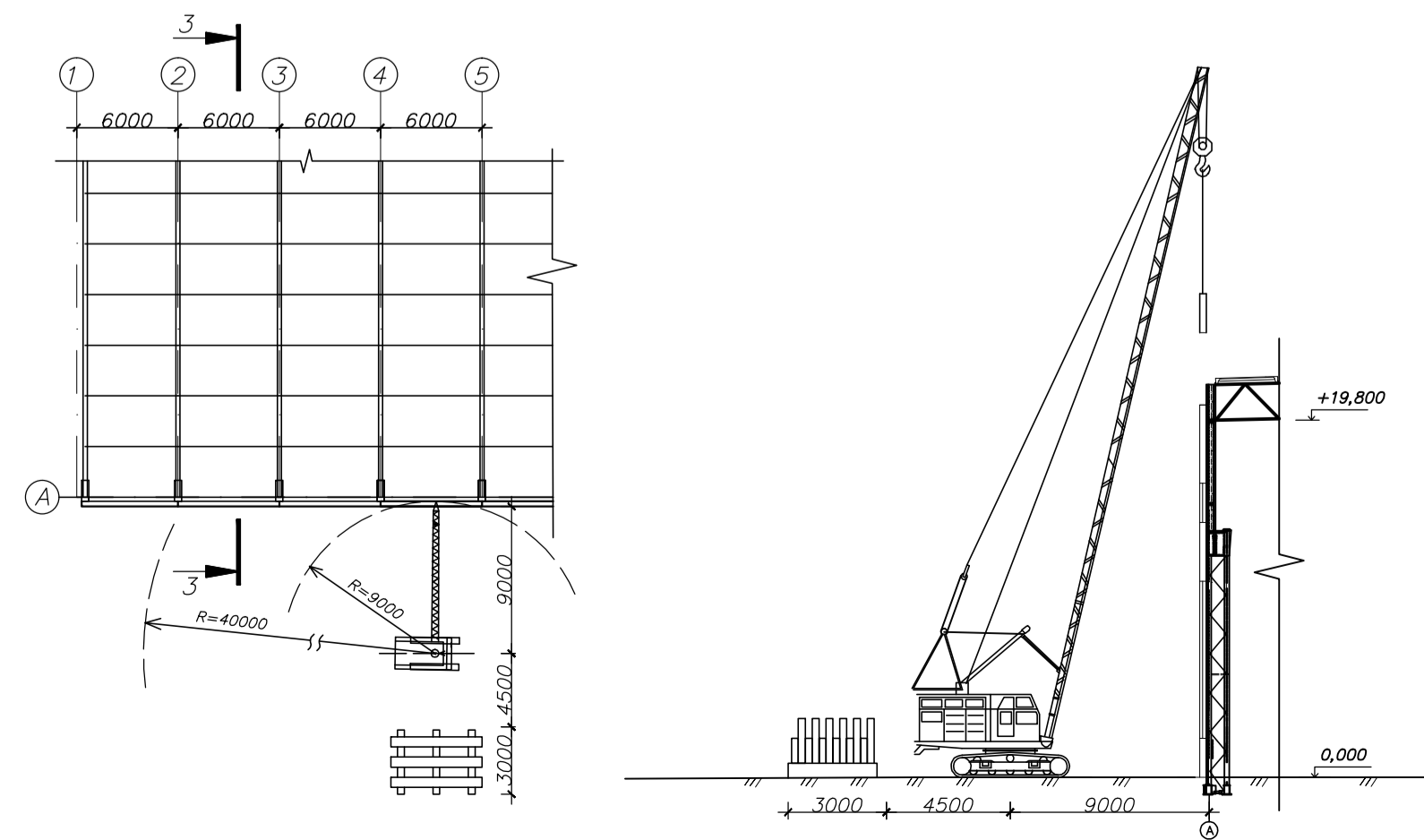


Схема монтажа стеновых панелей

3-3



Заб. чертежи	Лисков НН	ВКР-2069059-080301-130920-2017	Сборочный цех площадью 3240 м <sup>2</sup> в г.Перми		
Руководитель	Абраштов В.С.				
Конструктор	Пучков Ю.М.	Технологии и организации строительства	Страницы	Лист	Листов
Архитектор	Абраштов В.С.		ВКР	8	8
Форманты	Чижик А.В.	Стройгенплан, схемы монтажа, ТЭП ППР, условные обозначения	Пензенский ГУАС Кафедра СК Группа Стр1-43		
ТОП	Карпова О.В.				
Экономист	Сарычев А.Н.				
Б.Ж.Д.	Резникова Г.П.				
Инженер	Абраштов В.С.				
Выполнил	Волово Г.Н.				